

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Návrh silničního mostu se spřaženou ocelobetonovou příčnickovou mostovkou

Design of the road bridge with composite steel and concrete crossbar deck

Student:

Adam Olbrecht

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2018

## Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Adam Olbrecht**  
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství  
Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb  
Téma: **Návrh silničního mostu se spřaženou ocelobetonovou příčnickovou mostovkou**  
**Design of the road bridge with composite steel and concrete crossbar deck**  
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

V rámci diplomové práce vypracujte:

1. Silniční mosty se spřaženými příčnickovými mostovkami – teoretický základ, příklady z praxe, dispozice, výhody, nevýhody, specifika návrhu těchto konstrukcí.
2. Vybraná konstrukce mostu, definice - základní dokumentace mostu, příčné uspořádání, místní podmínky, ostatní vstupní parametry, apod.
3. Návrh hlavních nosných částí mostu, statický výpočet dle platných norem.
4. Numerický MKP model mostu, posouzení hlavních nosných částí mostu.
5. Ověření únosnosti vybraných detailů mostu, vytipování možných problematických míst v souvislosti s předpokládaným namáháním konstrukce.
6. Výkresová dokumentace mostu – půdorys, pohled řezy, detaily, výrobní výkres vybraného úseku ocelové konstrukce.

Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] ČSN EN 1992-2 - Eurokód 2: Navrhování železobetonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- [2] ČSN EN 1993-2 - Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
- [3] ČSN EN 1994-2 - Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [4] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Praha : ČNI, 2004.
- [5] ČSN EN 1991-1-X: Zatížení konstrukcí (příslušné části). Praha : ČNI.
- [6] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. Praha : ČNI, 2006.
- [7] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha : ČNI, 2006.
- [8] "Structural Steel Designer's Handbook" by R. L. Brockenbrough, P.E. & F. S. Merritt, P.E. 3rd edition, Section 14: Arch Bridges by Arthur W. Hedgren, Jr., P.E., Sr. Vice President, HDR Engineering, Inc., Pittsburgh, PA., Published by McGraw-Hill, Inc.
- [9] Sukhen Chatterjee: The Design of Modern Steel Bridges, Second edition, Oxford 2003, ISBN 0-632-05511-1
- [10] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau

[11] Internet

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2018

Datum odevzdání: 30.11.2018



---

doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.  
vedoucí katedry



---

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty

### **Prohlášení studenta**

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením Ing. Miroslava Rosmanita, Ph.D a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 30.11.2018

.....

podpis studenta



Prohlašuji:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 30.11.2018

## **Poděkování**

Touto cestou bych chtěl poděkovat všem, kteří mi, jakkoliv pomohli při tvorbě této diplomové práce. Zejména pak Ing. Miroslavu Rosmanitovi, PhD. za trpělivé vedení, vstřícný přístup a cenné rady během vypracovávání. Dále bych chtěl poděkovat firmě DOPRAVOPROJEKT OSTRAVA a.s., zejména panu Ing. P. Pchálkovi za poskytnuté materiály. Poděkování patří také mé rodině za podporu při studiu.

## **Anotace**

OLBRECHT, Adam. *Návrh silničního mostu se spřaženou ocelobetonovou příčnickovou mostovkou*. Ostrava, 2018. Diplomová práce. VŠB - Technická univerzita Ostrava, 138 s. Vedoucí práce Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Předmětem diplomové práce je návrh a posouzení spřaženého ocelobetonového mostu s příčnickovou mostovkou. Cílem práce je vytvoření předběžného a numerického modelu v programu SCIA Engineer mostní konstrukce. Spřažený ocelobetonový most je variantou již existujícího betonového mostu v Opavě, severní obchvat – východní část. Dále je zpracován obecný popis mostů s příčnickovou mostovkou, technická zpráva mostu, posouzení hlavních nosných prvků a vybraných detailů podle aktuálních norem ČSN EN. Součástí práce je základní projektová dokumentace mostu a výrobní výkres vybrané části konstrukce.

## **Klíčové slova**

Spřáhnutá ocelobetonová konstrukce, silniční most, numerický model, ocel, beton, statický výpočet

## **Annotation**

OLBRECHT, Adam. *Design of the road bridge with composite steel and concrete crossbar deck*. Ostrava, 2018. Diploma thesis. VŠB - Technická univerzita Ostrava, 138 s. Supervisor Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

The subject of the diploma thesis is the design and assessment of the composite steel-concrete bridge with the crossbar deck. The aim of the thesis is to create a preliminary and numerical model in the SCIA Engineer of bridge construction. The composite steel-concrete bridge is a variant of an already existing concrete bridge in Opava, the northern bypass - the eastern part. In addition, a general description of the bridges with the crossbar deck, the technical report of the bridge, the assessment of the main bearing elements and selected details according to the current ČSN EN standards is elaborated. Part of the thesis is the basic design documentation of the bridge and the production drawing of the selected part of the structure.

## **Key words**

Composite steel-concrete structure, road bridge, numerical model, steel, concrete, static calculation

# OBSAH

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ .....	- 10 -
1 ÚVOD .....	- 14 -
2 SILNIČNÍ MOSTY S PŘÍČNÍKOVOU MOSTOVKOU .....	- 15 -
2.1 HLAVNÍ NOSNÍKY .....	- 17 -
2.2 PŘÍČNÍKY .....	- 18 -
2.3 KONZOLOVÉ NOSNÍKY .....	- 21 -
2.4 SPŘAŽENÍ .....	- 21 -
2.5 SPŘAŽENÉ OCELOBETONOVÉ MOSTY .....	- 21 -
3 POPIS ŘEŠENÉ KONSTRUKCE .....	- 25 -
3.1 IDENTIFIKAČNÝ ÚDAJE .....	- 25 -
3.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ .....	- 27 -
3.3 POPIS KONSTRUKCE .....	- 29 -
3.4 VŠEOBECNÉ PRÁCE .....	- 31 -
4 STAVBA MOSTU .....	- 33 -
4.1 UVOLNĚNÍ STAVENIŠTĚ .....	- 33 -
4.2 ZEMNÍ PRÁCE .....	- 33 -
4.3 ZAKLÁDÁNÍ .....	- 34 -
4.4 SPODNÍ STAVBA .....	- 35 -
4.5 MOSTNÍ SVRŠEK A ODVODNĚNÍ .....	- 39 -
4.6 MOSTNÍ VYBAVENÍ .....	- 41 -
4.7 NOSNÁ KONSTRUKCE .....	- 42 -
4.8 PŘEHLED POUŽITÝCH MATERIÁLŮ .....	- 44 -
5 ZATÍŽENÍ .....	- 45 -
5.1 MONTÁŽNÍ STAV .....	- 45 -
5.2 PROVOZNÍ STAV .....	- 45 -
5.3 NAHODILÉ ZATÍŽENÍ - OSTATNÍ .....	- 46 -

5.4	NAHODILÉ ZATÍŽENÍ - DOPRAVA.....	- 49 -
6	VÝPOČET .....	- 56 -
6.1	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH .....	- 56 -
6.2	NUMERICKÝ 3D MODEL S VYUŽITÍM MKP .....	- 71 -
7	POSOUZENÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE .....	- 78 -
7.1	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI .....	- 79 -
7.2	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI – OMEZENÍ NAPĚTÍ.....	- 93 -
8	SPŘAŽENÍ.....	- 108 -
8.1	HLAVNÍ NOSNÍK.....	- 109 -
8.2	PŘÍČNÍK V PODPOŘE .....	- 112 -
8.3	PŘÍČNÍK V POLI .....	- 114 -
9	ÚNAVA .....	- 116 -
10	SVAROVÉ SPOJE.....	- 118 -
10.1	MONTÁŽNÍ SVAR.....	- 118 -
10.2	KOUTOVÝ SVAR – PŘÍPOJ PŘÍČNÍKU K HLAVNÍMU NOSNÍKU.....	- 119 -
10.3	KRČNÍ SVARY.....	- 121 -
11	LOŽISKA.....	- 125 -
11.1	NÁVRH LOŽISKA .....	- 125 -
11.2	HRNCOVÉ LOŽISKO .....	- 127 -
12	MOSTNÍ ZÁVĚRY .....	- 128 -
13	ZÁVĚR.....	- 131 -
14	SEZNAM OBRÁZKŮ .....	- 132 -
15	SEZNAM TABULEK.....	- 134 -
16	POUŽITÁ LITERATURA.....	- 135 -
16.1	POUŽITÉ VÝPOČTOVÉ A GRAFICKÉ PROGRAMY .....	- 137 -
17	SEZNAM PŘÍLOH .....	- 138 -

## SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ

$A$	plocha průřezu	$[\text{mm}^2]$
$a$	účinná výška svaru	$[\text{mm}]$
$A_a$	plocha oceli	$[\text{mm}^2]$
$A_c$	plocha betonu	$[\text{mm}^2]$
$A_s$	plocha betonářské výztuže	$[\text{mm}^2]$
$b$	šířka objektu (profilu)	$[\text{mm}]$
$b_{\text{eff}}$	efektivní šířka	$[\text{mm}]$
$c$	krytí výztuže	$[\text{mm}]$
$d$	průměr	$[\text{mm}]$
$d_0$	vnitřní průměr hlavy šroubu	$[\text{mm}]$
$e$	rozteč	$[\text{mm}]$
$E_a$	modul pružnosti oceli	$[\text{GPa}]$
$E_c$	modul pružnosti betonu	$[\text{GPa}]$
$e_i$	osová vzdálenost	$[\text{mm}]$
$\varepsilon_{ca}(t)$	celkové poměrné smrštění	$[-]$
$\varepsilon_{cd}(t)$	poměrné smršťování vysycháním v čase	$[-]$
$\varepsilon_{cs}$	celkové poměrné smrštění	$[-]$
$\varepsilon_i$	smrštění	$[-]$
$f_c$	pevnost betonu v tlaku	$[\text{MPa}]$
$f_{ctk}$	pevnost betonu v tahu	$[\text{MPa}]$
$f_{ctm}$	průměrná pevnost betonu	$[\text{MPa}]$
$F_i$	síla	$[\text{kN}]$
$f_u$	mez pevnosti oceli	$[\text{MPa}]$

$f_y$	mez kluzu oceli	[MPa]
$g_d$	návrhová hodnota stálého zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$g_k$	charakteristická hodnota stálého zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$h$	výška objektu (profilu)	[mm]
$h_0$	náhradní rozměr průřezu	[mm]
$h_c$	tloušťka betonové desky	[mm]
$i_i$	poloměr setrvačnosti	[mm]
$I_i$	moment setrvačnosti	[mm <sup>4</sup> ]
$i_y(z)$	poloměr setrvačnosti k ose y (z)	[mm]
$k_\tau$	součinitel kritického napětí	[ - ]
$M_{Ed}$	návrhová hodnota ohybového momentu	[kNm]
$M_{Rd}$	charakteristická hodnota únosnosti průřezu v ohybu	[kNm]
$M_{Rd}$	návrhová hodnota únosnosti průřezu v ohybu	[kNm]
$M_{Rd}$	návrhová hodnota únosnosti průřezu v ohybu	[kNm]
$M_{sd}$	zatěžovací ohybový moment	[kNm]
$n$	pracovní součinitel	[ - ]
$N$	návrhová hodnota normálové síly	[kN]
$P_{Rd}$	návrhová únosnost trnu	[kN]
$P_{Rk}$	charakteristická únosnost trnu	[kN]
$q_d$	návrhová hodnota proměnného zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q_i$	nápravové síly	[kN]
$q_k$	charakteristická hodnota proměnného zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_p$	maximální charakteristický tlak větru	[kN/m <sup>2</sup> ]
RH	relativní vlhkost	[ ° ]

$R_i$	reakce	[kN]
$S_i$	statický moment	[mm <sup>3</sup> ]
$t$	čas	[dny]
$T$	teplota	[ ° ]
$t_0$	počáteční čas	[dny]
$t_f$	tloušťka pásnice profilu	[mm]
$t_w$	tloušťka stěny profilu	[mm]
$u$	obvod prvku	[mm]
$v_b$	základní rychlost větru	[ms <sup>-1</sup> ]
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru	[ms <sup>-1</sup> ]
$V_{Ed}$	návrhová hodnota posouvající síly	[kN]
$\Delta T_i$	změna teploty	[ ° ]
$w$	šířka vozovky	[mm]
$W_i$	průřezový modul	[mm <sup>3</sup> ]
$x_i$	poloha neutrální osy	[mm]
$z_i$	vzdálenost těžiště prvku k neutrální ose	[mm]
$\alpha_{Qi}$	regulační součinitel pro nápravové síly	[ - ]
$\alpha_{qi}$	regulační součinitel pro plošné zatížení	[ - ]
$\beta(t,t_0)$	součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení	[ - ]
$\beta_H$	součinitel závislý na relativní vlhkosti a náhradním rozměru prvku	[ - ]
$\beta_w$	korekční faktor	[ - ]
$\gamma$	objemová tíha	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_G$	dílčí součinitel spolehlivosti pro stálá zatížení	[ - ]
$\gamma_{M0}$	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu - únosnost	[ - ]



$\gamma_{M1}$	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu – únosnost vzpěr, klopení	[ - ]
$\gamma_{M2}$	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu – mechanické prostředky	[ - ]
$\gamma_Q$	dílčí součinitel spolehlivosti pro proměnná zatížení	[ - ]
$\delta$	průhyb	[mm]
$\lambda_{y(z)}$	štíhlost prvku	[ - ]
$\sigma$	normálové napětí	[MPa]
$\tau$	smykové napětí	[MPa]
$\varphi_0$	základní součinitel dotvarování	[ - ]
$\psi$	kombinační součinitel	[ - ]

Další značky jsou definované při prvním výskytu.

Značky v této práci mohou mít více významů.

## 1 ÚVOD

Od prastarých časů lidé měli potřebu cestovat a překonávat vzdálenosti. V tom jim bránila rozmanitost přírody, konkrétně vodní překážky, jako moře, řeky, potoky nebo výškové nerovnosti terénu. Proto lidé začali stavět různé mosty a lávky, které jim tyto problémy pomáhaly vyřešit. Nejprve to byly velice jednoduché konstrukce.

S postupem času, jak se lidstvo začalo rozvíjet a vzdělávat ve všech oblastech, se začal zdokonalovat materiál a s tím také související postupy a vynálezy. Začaly se používat různé druhy materiálů, např. dřevo, beton, ocel nebo jejich kombinace. V poslední době se klade velký důraz na architektonické zpracování, jelikož jsou mosty nebo lávky dominantami svých měst. Z některých se dokonce staly turistické atrakce či kulturní památky. Se zdokonalením počítačové techniky a softwarů si můžeme dovolit navrhnout a postavit esteticky zajímavější, materiálově úspornější a složitější konstrukce než, kdy dřív.

Při návrhu mostních konstrukcí si musíme dát velký pozor na všechny parametry, které ji ovlivňují. Mohou to být základové podmínky, přírodní zatížení, a hlavně dominantní zatížení, které se liší podle typu konstrukce. U mostů je to zatížení železniční nebo pozemní dopravou. Tyto složky zatěžují danou konstrukci opakovaně a tím vyvolávají dynamickou odezvu, která může kritická, protože jejich primárním účelem je plynulý a bezpečný přechod či přejezd na druhou stranu konstrukce. Mostní konstrukce se navrhují na životnost 100 let.

Kovové konstrukce mostního stavitelství se obvykle považují za nejnáročnější a nejvýznačnější kovové konstrukce vůbec. Jde o velmi nákladné veřejné stavby. Kovové mosty dnes představují poměrně malou část všech mostních konstrukcí, převládají mosty betonové. Používají se hlavně pro velká rozpětí nebo pro mimořádné tvary konstrukcí. Tradičně jsou ocelové mosty více spjaty se železniční než silniční dopravou. Na mostech pro pozemní komunikace se ocel uplatňuje především v kombinaci s betonem jako most spřažený ocelobetonový. Návrhu mostu je třeba věnovat vysokou pozornost a pečlivost, protože nekvalitní návrh může vést ke zřícení konstrukce, což může mít tragické následky.

Cílem této diplomové práce je návrh ocelového silničního mostu se spřaženou ocelobetonovou příčnickovou mostovkou a vytvoření numerického modelu mostu. Dále posouzení hlavních nosných prvků a rozhodujících spojů a tvorba projektové dokumentace s výrobním výkresem vybrané části mostu.

## 2 SILNIČNÍ MOSTY S PŘÍČNÍKOVOU MOSTOVKOU

Příčnicková mostovka spadá do kategorie prvkových mostovek. Je složená z příčníků a železobetonové desky pnuté v podélném směru. Výška příčníků se pohybuje mezi  $1/12$  až  $1/8$  rozpětí. V případě, že příčníky tvoří s hlavními nosníky tuhé polorámy, které zajišťují tuhost příčného řezu, je jejich výška až  $1/6$  rozpětí. Osová vzdálenost příčníků se pohybuje v běžných případech od 2,5 do 3,5 m. Můžeme navrhovat mosty s horní příčnickovou mostovkou i mosty s dolní příčnickovou mostovkou. Výhoda mostů s dolní mostovkou je menší stavební výška, naopak nevýhoda je nezabezpečení volného horního pásu hlavních nosníků proti klopení.

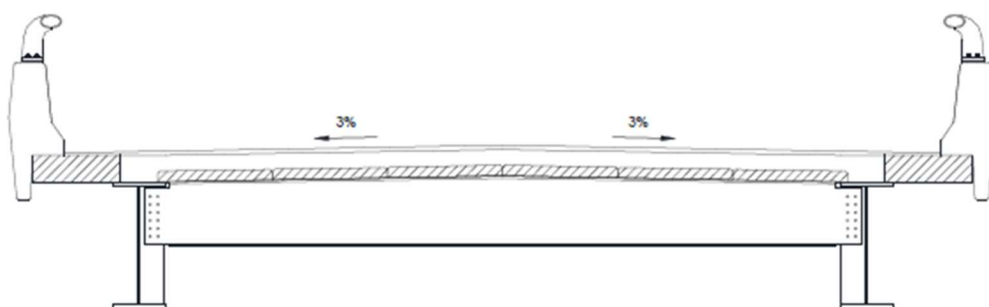
Hlavní nosníky a příčníky jsou opatřeny spřahovacími trny, které umožňují s deskou vytvořit spřažený ocelobetonový průřez. Tloušťka železobetonové desky se pohybuje od 220 až 300 mm. Při větších rozpětích hlavních nosníků (5 až 8 m) může být tloušťka ŽB desky na podporou až 450 mm. Výhodou tohoto spřažení je úspora oceli, zmenšení stavební výšky a zvětšení vodorovné tuhosti. Příčníky jsou obvykle spojeny s hlavními nosníky šroubovým spojem. V každém příčniku jsou vytvořeny mezilehlé příčné výztuhy.

Při předběžném návrhu lze využít předpokladu, že se mostní konstrukce skládá z jednotlivých nosných částí, které mají své specifické funkce. Tyto části jsou posuzovány odděleně a navrhovány na účinky zatížení vyplývající z funkce, kterou mají plnit. Deska mostovky společně s příčníky roznášejí zatížení do hlavních nosníků, hlavní nosníky přenášejí zatížení prostřednictvím ložisek do podpor, podélné ztužení zachycuje vodorovné účinky (vítr, boční rázy, brzdné a rozjezdové síly, odstředivé síly), příčné ztužení zabezpečuje tvar příčného řezu mostu, výztuhy stojin vysokých plnostěnných nosníků zabezpečují stojinu proti boulení apod.

Ve skutečnosti je působení mostní konstrukce jako celku prostorové a je snaha po kumulaci funkcí nosných částí využíváním jejich prostorového působení a omezováním těch prvků, jejichž funkce je pouze roznášecí nebo vyztužující. Např. deska mostovky kromě přenosu zatížení na hlavní nosníky zpravidla také nahrazuje podélné ztužení (v některých případech částečně i příčné ztužení) a může se spolu s hlavními nosníky podílet i na přenášení zatížení do podpor. Podélné a příčné výztuhy stojin jsou součástí nosného průřezu hlavních nosníků. Na druhé straně i ztužující části konstrukce mohou ovlivnit namáhání hlavních nosných prvků konstrukce. Např. vhodné příčné ztužení může změnit statický systém mostu s netuhým příčným řezem v uzavřený průřez s velkou tuhostí v kroucení a přispět k příznivějšímu namáhání hlavních nosníků. Spřažením lze např. mostovku zapojit do spolupůsobení s hlavními

nosníky apod. Spolupůsobení jednotlivých částí konstrukce získáme využitím numerického 3D modelu.

Mosty s příčnickovými mostovkami jsou běžně používány ve Velké Británii a také se stávají populárními na Novém Zélandu. Tento typ mostu se skládá pouze ze dvou hlavních nosníků, přičemž železobetonová deska je nesena na příčnicích, které se rozprostírají mezi dvěma hlavními nosníky. Toto uspořádání se podobá příčnicům v žebříku. Při výstavbě je nutné použít montážní ztužidlo, které je dočasné, ale je ekonomicky efektivní ho ponechat v konstrukci i po dokončení výstavby.



Obr. 1: typický příčný řez příčnickovou mostovkou

Uspořádání se dvěma hlavními nosníky je vhodné a ekonomické pro šířku mostu až po dvojistou dvoupruhovou vozovku. Ekonomika toho návrhu pochází převážně z vyloučení příčného nosníku nad ložiskem a přímé podpory každého stojanu, jak je znázorněno na obr. 2.



Obr. 2: příčnicková mostovka

Pokud je mostovka široká, například když je přepravována dvojitá třípruhová vozovka, mohou být použity dvě přilehlé příčnickové mostovky. V takových případech může být deska spojitá přes všechny čtyři hlavní nosníky nebo mohou být uspořádány oddělené desky, jedna na každé dvojici nosníků. Tam, kde je deska spojitá, v závislosti na uspořádání pruhů, mohou vznikat na desce vysoké momenty. To může vyžadovat použití mezilehlého příčnicku, aby se spojili přes celou šířku mostu.

## 2.1 HLAVNÍ NOSNÍKY

Hlavní nosníky jsou vysoké svařované I-profilů. Většinou jsou konstantní výšky, ale můžeme je také navrhnout s proměnnou výškou nad podporou. Vzhledem k tomu, že existují pouze dva hlavní nosníky, stojina je tlustší, než by bylo v uspořádání s více nosníky. Štíhlost stojiny je nižší a je možné vyvinout potřebnou smykovou odolnost bez použití výztuh, než je tomu u příčníků.



Obr. 3: hlavní nosník s proměnnou výškou příčnickové mostovky

U delších rozpětí je velikost pásnic, zejména spodní pásnice, poměrně velká (v šířce i tloušťce). Pro projektanty je rozumné zkontrolovat dostupnost vhodného plechu se zvláštním zřetelem na stupeň houževnatosti a dostupné rozměry. Vzhledem k tomu, že mosty s příčnickovou mostovkou mají pouze dva hlavní nosníky, musíme dávat větší pozor při výběru konfigurace příčníků (pokud by nějaká náhodná událost poškodila jeden nosník tak silně, že už by nemohl nést stálé zatížení, most by se zhroutil). Hlavní nosníky jsou obecně větší než v uspořádání s více nosníky a jsou také uchyceny v těsné vzdálenosti od příčníků.

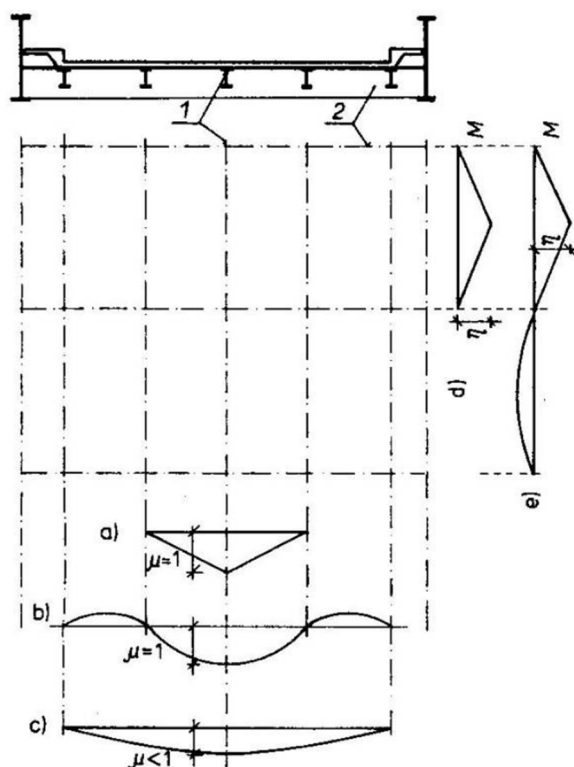
Hlavní nosníky jsou typicky rozmístěné v rozmezí od 5,5 do 18 metrů, aby vyhovovaly šířce silnice a aby konzoly byly 1,2 až 2 m dlouhé. Pokud na hraně mostovky musí být přeneseno koncentrované zatížení, volí se obvykle kratší konzolu nebo se zpevňuje deska.

Nosníky s konstantní výškou se obvykle volí  $1/15$  až  $1/25$  hlavního rozpětí. Zvolení počáteční velikosti stojin a pásnic na základě předchozích zkušeností nebo pomocí jednoduchých modelů. U dlouhých rozpětí mohou být pásnice poměrně tlusté až do tloušťky 80 mm nebo dokonce až 100 mm.

## 2.2 PŘÍČNÍKY

Jak bylo popsáno výše, rozteče příčníků bývají od 2,5 do 3,5, někdy dokonce až 4 m. Výška příčníků se pohybuje mezi  $1/12$  až  $1/8$  rozpětí. Pro jednoduché dvou nebo třípruhové mosty, kde jsou hlavní nosníky od sebe vzdáleny 6-10 m, se používají válcované I-profil. Při větších rozpětí se použijí svařované I-profil. U mostů s horní mostovkou je horní pásnice příčníků zapuštěna zároveň s horní pásní hlavního nosníku, čím se snižuje konstrukční výška. U mostů s dolní mostovkou se zase zapouští dolní pásnice příčniku s dolní pásní hlavního nosníku, čím se snižuje stavební výška. Pásnice mohou mít konstantní i proměnnou tloušťku. Příčnky jsou obvykle nevyztužené, ale při velkých rozpětí příčníků se mohou realizovat ztužení v jejich středovém rozpětí.

Zatížení je třeba umístit na mostovku do nejúčinnější polohy tak, aby vyvodilo nejnepříznivější namáhání v příčnicích mostovky. Nejúčinnější poloha zatížení v příčném směru pro stanovení namáhání příčníků je dána průběhem příčinkové čáry příčného roznosu.



Obr. 4: nejúčinnější poloha zatížení na prvkové mostovce

### 2.2.1 Příčnický v oblasti kladného momentu

Příčnický účinně působí jako prostý nosník, který přebírá zatížení z desky. Koncové momenty díky interakci s hlavními nosníky jsou velmi malé vzhledem k pevnosti příčnicků. Avšak koncové momenty mohou být dostatečně velké, aby ovlivnily návrh spoje příčnicků k hlavnímu nosníku.

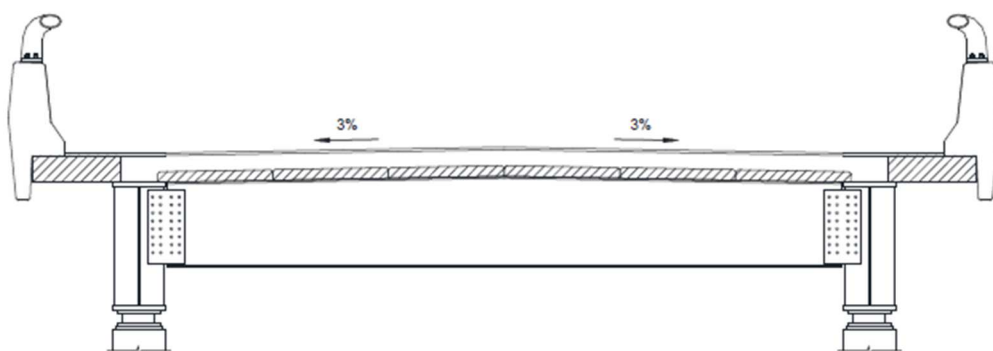
Při sprážení příčnicků s deskou v oblastech kladných momentů hlavních nosníků, zajišťují boční ztužení do pásnic hlavních nosníků pouze tam, kde jsou hlavní nosníky zakřiveny v půdorysu nebo kde hrozí boční zatížení z nárazu vozidla. Tuhost příčnicků je zajištěna pomocí U rámu. Během výstavby konstrukce příčnický zajišťují tuhost v kroucení i v klopení hlavním nosníkům.

### 2.2.2 Příčnický v oblasti záporného momentu

V oblastech záporného momentu hlavních nosníků, přiléhajících k vnitřním podpěrám, příčnický zajišťují bočního ztužení spodních pásnic hlavních nosníků, které jsou v tlaku. Toto ztužení je zajištěno prostřednictvím „obrácených U-rámců“ tvořených příčnický a výztuhami, ke kterým jsou upevněny. Spojení mezi hlavním nosníkem a příčnickem proto musí přenášet momenty a rám musí být tuhý. Pokud jsou příčnický menší než polovina výšky hlavního nosníku, může být zapotřebí použít vzpěry nebo příčnický s náběhem, a to jak pro zpevnění rámu, tak pro snížení momentů, které je třeba přenášet přes příčnický.

### 2.2.3 Příčnický na vnitřních podporách

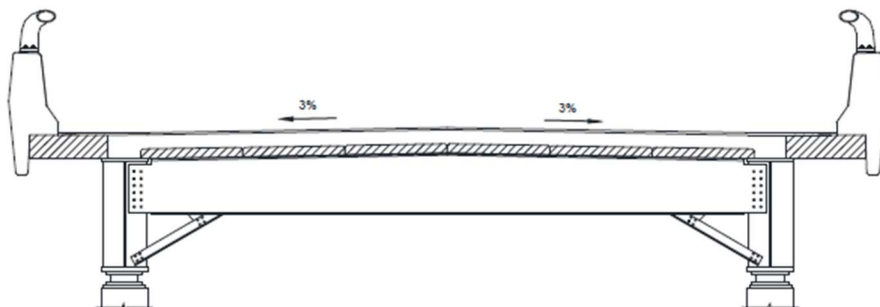
U vnitřních podpěr jsou příčnický velmi často vyšší než mezilehlé příčnický. Šroubový spoji, přenáší větší síly, které se vyskytují u podpěr (viz obr.5). Příčnický by neměl být tak vysoký jako hlavní nosníky, aby se zabránilo konfliktu a přímému spojení se spodní přírubou hlavního nosníku.



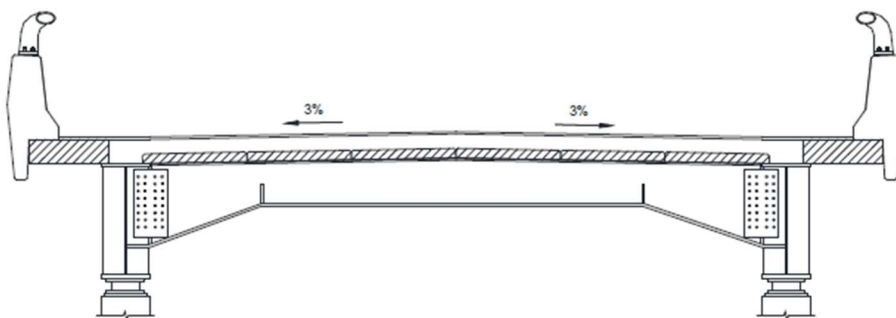
Obr. 5: příčný řez příčnicku na vnitřní podpoře



Jako alternativu k použití vyššího nosníku, se mohou použít vzpěry nebo příčníky s náběhem, jak je znázorněno na obr. 6 a 7. V praxi je výztuž vzpěrou použita zřídka. Ekonomičtější je použít vyšší příčník. Náběhované příčníky jsou ještě dražší (detaily a výroba) a před výběrem této možnosti bychom se měli poradit s výrobcem.



Obr. 6: příčný řez příčníku se vzpěrami



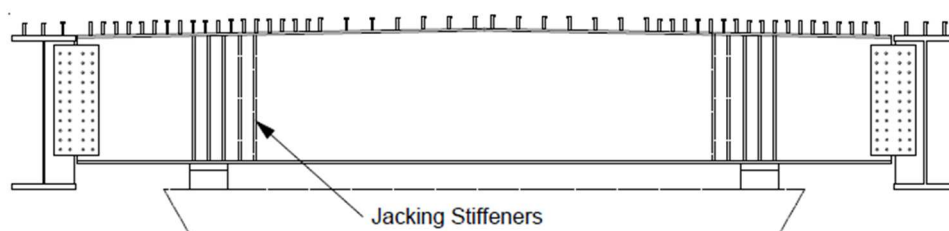
Obr. 7: příčný řez příčníku s náběhem

#### 2.2.4 Koncové podpěry

Příčníky na konci jsou podobné těm, které se používají u mezilehlých podpěr. Poskytují účinnou podporu pro konec mostovky a pro dilatační spáru.

#### 2.2.5 Výztuhy

Podpory jsou občas, ze určitých důvodů, provedeny „uvnitř“ hlavních nosníků (podepírají příčník viz. Obr. 8) raději než přímo pod hlavním nosníkem. Poté musí být příčníky vyztuženy příčnými výztuhami. Toto konstrukční řešení podstatně zvyšuje výrobní a montážní náklady.

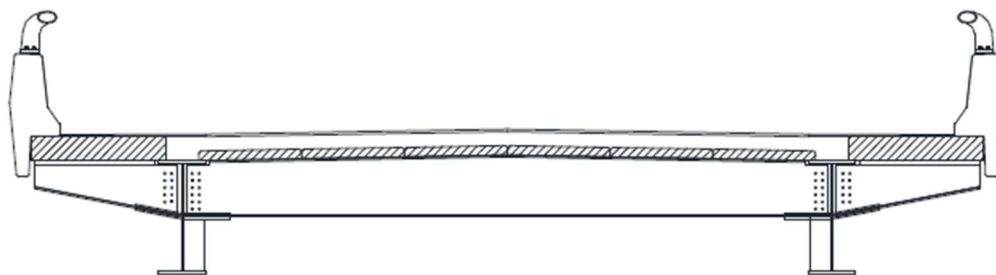


Obr. 8: příčný řez – výztuhy příčníku



## 2.3 KONZOLOVÉ NOSNÍKY

Jak bylo popsáno výše, konzoly mají délku 1,2 až 2 m, někdy i větší. Ocelové konzolové nosníky umožňují vytvořit mosty s širší mostovkou, ale hlavním důvodem pro jejich použití je vyhnout se výstavbě bednění při betonáži mostovky. Použití konzolových nosníků vede k požadavku na momentovou spojitost s příčníky. To významně přispívá k výrobním nákladům. Průřez příčníkové mostovky s konzolovými nosníky je znázorněn na obr.9



Obr. 9: příčný řez příčníkové mostovky s konzolami

Alternativně, pokud se používají betonové desky podélně (tj. kolmo k hlavním nosníkům); konzolové nosníky mohou být navrženy bez potřeby kontinuity momentů. Toho lze dosáhnout použitím prefabrikovaných okrajových desek s výztuží, která je protažena do hlavní desky, která se stává součástí hlavní desky, jakmile je položena povrchová vrstva betonu na místě. To umožní, aby se okrajová deska chovala jako tradiční konzolový prvek mimo hlavní nosník.

## 2.4 SPŘAŽENÍ

Existuje celá řada způsobů, jak zajistit spřažení mezi ocelovými nosníky a železobetonovou deskou, ale zdaleka nejběžnější je trn s hlavou. Jedná se o trn s hlavou, který je přivařen k horní pásnici pomocí speciálního poloautomatického svařovacího nástroje, který dodává elektrický impuls dostatečný ke spojení konce trnu k pásnici. Existují i jiné formy smykových konektorů, jako jsou svařovací ocelové tyče s obručemi, perforované desky, svařované desky ve tvaru písmene T. Přestože tyto konektory poskytují účinnější spřažení, musí být každý svařován ručně a následně je to dražší.

## 2.5 SPŘAŽENÉ OCELOBETONOVÉ MOSTY

Spřažená konstrukce je taková, u které jsou ocelové nosníky spojeny s betonovou deskou pomocí speciálních spřahovacích prvků. Díky tomu mezi nimi nedochází k posunutí, materiály tzv. spolupůsobí. Využívá se výhod jednotlivých materiálů, vysoká pevnost oceli v tahu a pevnost betonu v tlaku. Spřažené mosty se začaly objevovat teprve v 2. polovině 20. století. První most tohoto typu byl u nás postaven v roce 1947.

Spražené trémové ocelobetonové mostní konstrukce se většinou počítají teorií I. Řádu. Vzhledem k tuhosti železobetonové desky a tuhosti ztužidel se sprážená mostní konstrukce chová jako prostorově tuhý systém a splňuje kritérium malých deformací. Vnitřní síly působící v konstrukci můžeme vyšetřovat moderními metodami stavební mechaniky za pomoci software využívající MKP, kde nejlépe vystihneme prostorové působení konstrukce jako celku. V případech jednodušších mostů si vystačíme s roštovou náhradou skutečné konstrukce. V ostatních případech, kde roštová náhrada není dostačující, můžeme použít kombinaci plošných a prutových prvků, příp. objemových prvků, avšak toto se značně projeví na složitosti modelu a doby potřebné k výpočtu výsledků.

Při posouzení z hlediska použitelnosti se musí uvažovat vliv změny teploty, a i reologické změny betonu v čase jakými jsou dotvarování a smršťování. Reologické změny budou více popsány v dalších kapitolách. Rovněž se musí ověřit, zda v mezním stavu použitelnosti působí mostní konstrukce pružně a maximální napětí nepřesáhne mez kluzu oceli. Působení betonu v tahu se zanedbává a tahové síly přenáší výztuž desky. Vzhledem k pružnostní analýze platí princip superpozice a napětí v jednotlivých fázích výstavby se mohou sčítat. Pro spojitě sprážené ocelobetonové mosty o více polích je vhodné použít časově závislou analýzu TDA, která nejpřesněji vystihne změny tuhosti konstrukce jako celku, v celé životnosti mostu včetně stádií výstavby.

Z důvodu vyšší ohybové tuhosti spráženého profilu, se používá ocel vyšší pevnosti. Její použití má příznivý vliv na průhyby, a tak je její využití hospodárné. Horní pásnice se díky spolupůsobení desky navrhuje menší. Také tím, že tlačené oblasti jsou především v betonu, je i pásnice štíhlejší a méně vyztužená. V oblasti podpor, kde rozhoduje smykové posouzení, se musí uvážít větší stojina, či dostatečné vyztužení.

K nosníkům se připojuje betonová deska, ta může být buď prefabrikovaná, nebo monolitická. Posoudí-li si se obě varianty z ekonomického hlediska, výroba, doprava, montáž, vychází levněji monolitická deska. Monolitická deska má i další přednosti než jen ekonomické. Mezi ně patří nároky na přesnost montáže, jednodušší a dokonalejší sprážení, výroba desky bez spár a možnost vyrovnání betonem nepříznivé nepřesnosti. U monolitu je nevýhodou nutnost zajištění potřebných pracovníků na stavbu, kteří provádí bednění, kladou výztuž a provádí vlastní betonáž. Doba výstavby je tak vyšší.

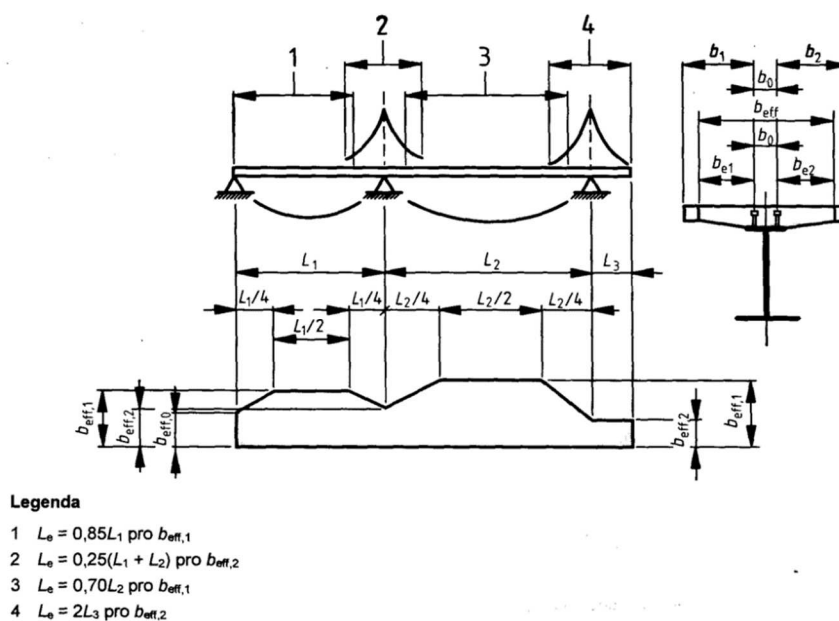
Zatížení sprážených konstrukcí se dělí na dvě části. První část zatížení působí již před zatvrdnutím železobetonové desky, druhá část začíná působit na spráženou konstrukci. V

prvním případě jsou namáhány pouze ocelové nosníky ve druhém případě spřažený průřez. Proměnné zatížení působí vždy až na spřaženou konstrukci. Postup montáže má velký vliv na vnitřní síly, a proto musí být znám již při návrhu mostu. Zahrnuje způsob osazení ocelové konstrukce např. vysouvání nebo osazení jeřábem, taktéž podepření ocelové konstrukce během betonáže desky. Pokud během betonáže konstrukce není podepřená, všechno zatížení přenášejí ocelové nosníky (vlastní hmotnost, tíha betonové desky, bednění, výztuže). Spřažené nosníky potom přenášejí pouze zbytek stálého zatížení (vozovka, svodidla, zábradlí apod.). Proto je vhodné při každém návrhu zhodnotit použití podpěrných skruží, které dočasně přenesou zatížení, dokud nezačne železobetonová deska spolupůsobit s ocelovým profilem. V tomto případě by všemu stálému zatížení vzdoroval již spřažený průřez.

### 2.5.1 Globální analýza ocelobetonových spřažených mostů

U ocelobetonových mostů se globální analýza vnitřních sil provádí stejně jako u mostů ocelových. Předpokládá se pružné působení. U spojitých nosníků se musí vzít v úvahu, že tažený beton v důsledku trhlin nepůsobí, a tak dochází k redistribuci ohybových momentů. Nad podporami je třeba počítat se sníženou tuhostí  $EI$ , která odpovídá tuhosti nosníku a tahové výztuže, zatímco v ostatních částech nosníku odpovídají tuhosti spřaženého průřezu.

Účinná šířka desky se určí podle [11], která zohledňuje ochabnutí normálovým napětím vlivem smykových sil. Toto smykové oslabení se nejvíce projeví při širokých mostech, u mostů s významnou délkou není smykové ochabnutí tak markantní.

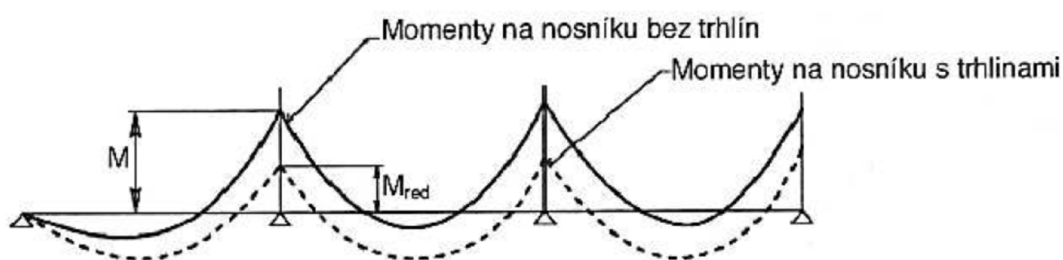


Obr. 10: ekvivalentní rozpětí na určení spolupůsobící šířky

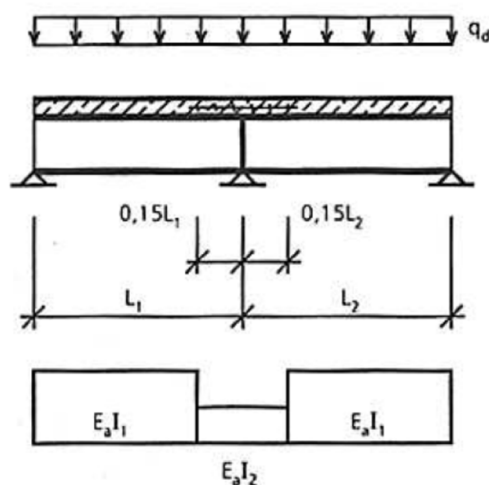
Spojité trémové mosty jsou v oblastech vnitřních podpěr namáhané relativně velkými zápornými momenty. Toto namáhání způsobí redukci ohybové tuhosti betonové části, a tedy i celého spřaženého průřezu. Norma udává maximální přípustné zmenšení momentu podle třídy průřezu v místě záporného momentu. Změna je způsobena snížením tuhosti spřaženého průřezu vznikem trhlin až úplným vynecháním betonu v tahu. Přesné pokyny na přípustné zmenšení nadpodporového momentu jsou uvedeny v [11], hodnoty redukce obsahuje jsou v Tab.1. Pro takto redukované nadpodporové momenty se při neměnném zatížení dopočítá moment v poli, který se úměrně zvětší.

Tab. 1: limity redistribuce nadpodporových momentů v % z počáteční hodnoty

Třída průřezu v oblasti záporných momentů	1	2	3	4
Pro analýzu „bez trhlin“	40	30	20	10
Pro analýzu „s trhlinami“	25	15	10	0



Obr. 11: redistribuce ohybových momentů spřažených nosníků



Obr. 12: tuhost spojitého nosníku při pružnostním výpočtu s trhlinami

### 3 POPIS ŘEŠENÉ KONSTRUKCE

Předmětem diplomové práce je návrh silničního mostu se spřaženou ocelobetonovou příčnickovou mostovkou. Jedná se o Most C204 na severním obchvatu přes MK a I/46 v km 2,507 – 2,622 v Opavě. Originální konstrukci mostu, která je v tuto chvíli v období dokončování, tvoří monoliticky předpjatá betonová konstrukce o pěti polích. V rámci této diplomové práce zůstanou zachovány veškeré údaje kromě nosné konstrukce. Ta se z předpjatého betonu změní na spřaženou ocelobetonovou.

#### 3.1 IDENTIFIKAČNÝ ÚDAJE

<b>Stavba:</b>	I/11 Opava, severní obchvat – východní část
<b>Stavební objekt:</b>	C204 – Most na severním obchvatu přes MK a I/46 v km 2,507 – 2,622
<b>Kraj:</b>	Moravskoslezský
<b>Katastrální území:</b>	Kateřinky u Opavy
<b>Investor:</b>	Ředitelství silnic a dálnic ČR Na Pankráci 546/56 145 05 Praha 4
<b>Stavbu zajišťuje:</b>	Ředitelství silnic a dálnic ČR Správa Ostrava Mojmírovců 5 709 81 Ostrava
<b>Zhotovitel stavby:</b>	Společnost MS + K + IDS Opava, severní obchvat – východní část
<b>Vedoucí účastník sdružení:</b>	M-Silnice, a.s. Husova 1697

530 03 Pardubice

**Účastníci sdružení:**

KARETA, spol. s r.o.

Krnovská 1877/51

792 01 Bruntál

IDS Inženýrské a dopravní stavby

Olomouc a.s.

Albertova 21

779 00 Olomouc

**Vedoucí účastník sdružení:** M-Projekce, s.r.o.

Resslova 956/13, 500 02 Hradec Králové

**Účastník sdružení:**

Dopravoprojekt Ostrava a.s.

Masarykovo náměstí 5/5, 702 00 Ostrava

**Projektant SO:**

Bc. Adam Olbrecht

**Správce objektu:**

Stát - ŘSD ČR / ŘSD ČR

Správa Ostrava

Mojmírovců 5

709 81 Ostrava

**Křížení mostu s MK:****Bod křížení (S – JTSK) :**

Y = 495 077,373

X = 1 086 706,049

**Staničení severního obchvatu – I/11:**

km 2,517 36

**Staničení MK:**

-

**Úhel křížení:**

61,6°

**Křížení mostu se sil. I/46:****Bod křížení (S – JTSK) :**

Y = 495 028,125

X = 1 086 760,601

**Staničení severního obchvatu – I/11:**

km 2,590 85

**Staničení sil. I/46 :**

-

**Úhel křížení:**

79,8°

**Volná výška pod mostem:**

4,95m průjezdná výška+0,377m rezerva

**3.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ****podle druhu převáděné komunikace**

pozemní komunikace

**podle překračované překážky**

přes pozemní komunikace

**podle počtu otvorů**

o pěti polích

**podle počtu podlaží**

jednopodlažní

**podle výškové polohy**

s horní mostovkou

**podle měnitelnosti základní polohy**

nepohyblivý

**podle plánované doby trvání**

trvalý

**podle průběhu trasy na mostě**

směrově v přechodnici a přímé

výškově ve vrcholovém oblouku

**podle situativního uspořádání**

kolmý

<b>podle projektované zatížitelnosti</b>	ČSN EN 1991-2 – Z3
<b>podle hmotné podstaty</b>	spřažený ocelobetonový
<b>podle členitosti nosné konstrukce</b>	plnostěnný
<b>podle výchozí charakteristiky</b>	trámový
<b>podle konstrukčního uspořádání př. řezu</b>	otevřeně uspořádaný most
<b>podle omezení volné výšky</b>	neomezený
<b>Délka přemostění</b>	113,40 m
<b>Délka mostu</b>	129,60 m
<b>Délka nosné konstrukce</b>	117,00 m
<b>Rozpětí jednotlivých polí</b>	20,0 + 2 x 27,85 + 22,0 + 17,3m
<b>Šikmost</b>	kolmý
<b>Volná šířka mostu</b>	11,50 m
<b>Šířka průchozího prostoru</b>	1,25m oboustranný
<b>Šířka mostu</b>	14,60 m
<b>Výška mostu nad terénem</b>	8,60 m
<b>Stavební výška</b>	1,79 m
<b>Plocha nosné konstrukce mostu</b>	117,00*14,10= 1649,7 m <sup>2</sup>
<b>Zatížení</b>	ČSN EN 1991-2 – Z3, modely zatížení LM1, LM2, LM3 1800/200, LM4 s hodnotou regulačních koeficientů $\alpha=1$ . Dynamický součinitel u výjimečného zatížení 1,05 pojezd výjimečné soupravy do 5 km/h.
<b>Důležitá upozornění</b>	nejsou



### 3.3 POPIS KONSTRUKCE

Účelem mostu je převést silnici I/11 Opava, severní obchvat – východní část přes MK, příjezd k RD a přes silnici I/46 (ul. Ratibořská).

Jedná se o spřaženou ocelobetonovou trémovou konstrukci o pěti polích (rozpětí 20,0 + 2x 27,85 + 22,0 + 17,3 m). Hlavními nosnými prvky jsou dva ocelové nosníky a ocelové příčníky, které jsou spřaženy pomocí trnů s mostovkou. Mostovka je tvořena železobetonem. Staticky funguje celá nosná konstrukce jako spojitý nosník (v podélném směru). Příčníky, ze statického hlediska, tvoří prostý nosník s převislými konci (v příčném směru). Niveleta silnice na mostě je v rozmezí kót 273,54 – 270,55 m n.m. a klesá 2,38 – 2,81 % od OP1 k OP6, příčný spád vozovky je pravostranný 2,5 %. Niveleta se nachází ve výšce 5,0 – 9,0 m nad mírně sklonitým terénem, který je v rozsahu mostu na úrovni cca 268,00 – 262,00 m n.m. Spodní stavba je monolitická železobetonová, založená hlubinně na velkopřůměrových pilotách.

Na mostě jsou osazeny povrchové ocelové mostní závěry. Přechodová oblast za rubem opěr je řešena pomocí přechodové desky. Vzhledem k velké výšce násypu je na místě OP6 nasypán konsolidační násyp – předpokládaná doba konsolidace min. 6 měsíců.

Během celé výstavby mostu je potřeba učinit taková opatření, aby se konsolidační sedání násypů co nejvíce eliminovalo. Tzn. provádět měření sedání opěr, nosné konstrukce mostu a násypů za opěrami v shodných časových úsecích a provádět jejich vyhodnocení geotechnikem stavby s ohledem na jejich předpokládaný spočtený průběh a aktuální sedání konsolidačního násypu OP6. Na základě těchto údajů rozhodne geotechnik stavby, kdy je možno provést odtěžení konsolidačního násypu při OP6

#### 3.3.1 Převáděná komunikace

Převáděnou komunikací je silnice I/11 Opava, severní obchvat – východní část. Volná šířka na mostě mezi svodidly je 11,50 m. Šířka mezi zvýšenými obrubníky je 11,50 m. Na mostě jsou za svodidlem a PHS po obou stranách mostu revizní chodníky.

Most je směrově v přechodnici oblouku a následně pak v přímé, parametry vycházejí z oblouku řešení silnice I/11. Niveleta silnice na mostě je údolnicovým obloukem v rozmezí kót 273,54 – 270,55 m n.m. a klesá 2,38 – 2,81 % od OP1 k OP6, příčný spád vozovky je pravostranný 2,5 %.

Vozovka je v oblasti mostu třívrstvá, živičná, asfaltobetonová, celkové tloušťky 140 mm. Ocelová silniční svodidla v komunikaci navazují na ocelová svodidla na mostě. Odvodnění

komunikace je do šterbinových žlabů. Na mostě se po obou stranách nachází protihluková stěna výšky 4,0m. Silnice I/11 je vedena ve vysokém násypu u opěry 6 - dosahuje výšky cca 8,6 m.

### 3.3.2 Překážka

Podcházející komunikací je polní cesta, příjezd k rodinnému domu č.p. 858 (č.o. 181) a silnice I/46 (ul. Ratibořská). Most dále překračuje stávající, zachovávaný vodoměr při pilíři 4 (pole č.3).

Místní obslužná komunikace (polní cesta) je šířky 4,45m, výška průjezdného profilu 4,35 m. Komunikace slouží k obsluze zemědělských pozemků. Po dobu stavby je zachována průjezdnost se sníženým průjezdným profilem na 4,00m. Po dobu výkopových prací je komunikace částečně vedena provizorně.

Silnice I/46 - ulice Ratibořská – má šířku 9,5m, výšku průjezdného profilu 4,95m. V bezprostřední blízkosti mostu jsou umístěny autobusové zastávky včetně zálivu. Po dobu stavby je zachována průjezdnost komunikace se sníženým průjezdným profilem na 4,30m. Příjezdová komunikace k rodinnému domu je po dobu výstavby vedena provizorní trasou, z důvodu výkopových prací pro pilíř 4.

V rámci výstavby mostu jsou na silnici I/46 demontovány dvě svislé dopravní značky, které budou po dokončení stavby zpětně osazeny a je provedeno nové vodorovné dopravní značení.

Tab. 2: překážky

	Šířka silnice pod mostem	Směrové řešení silnice pod mostem	Volná výška na silnici pod mostem
Polní cesta	4 450 mm	přímá	4 350 mm
Příjezd k RD	4 350 mm	přímá	4 350 mm
Silnice I/46 (ul. Ratibořská)	9 500 mm	oblouk	4 950 mm

Preváděná komunikace je v objektu C204.

### 3.3.3 Vztah k území

Východní část severního obchvatu města Opavy je nově navrženou komunikací, která spolu se spojkou S1 propojující stávající silnice I/11 a I/46 na východním okraji Opavy a západní částí severního obchvatu bude po dostavbě všech částí tvořit hlavní obchvat města Opavy sloužící především pro směr Ostrava – Krnov a Ostrava – Bruntál. Po obchvatu spolu se spojkou S1 bude vedena silnice I/11, což vymístí tranzitní dopravu z města. Celý komplex rovněž vytvoří propojení silnice I/11 se silnicemi I/56 a I/46.

Obchvat je veden severně od zástavby města pod linií vojenských pevnůstek. V místě křížení silnice I/46 se nejvíce přibližuje intravilánu. Před zahájením prací na mostě je třeba chránit stávající inženýrské sítě.

Zájmové území staveniště mostního objektu je mírně sklonitý terén, který je v rozsahu mostu na úrovni cca 268,00 – 262,00 m n.m

### 3.3.4 Geologické poměry

Předkvartérní podloží na lokalitě je budováno neogenními jemnozrnnými sedimenty ve formě marinních, silně plastických jílu tř. většinou F8, popř. i jílovitých písků tř. S3 – S5 s proměnlivou hloubkou jejich povrchu pod mírně sklonitým terénem, jež je na úrovni 268,00 – 262 m n.m. V přípovrchové vrstvě mocnosti kolem 3,0 – 4,0 m mají jíly konzistenci převážně tuhou, níže pak pevnou. Kvartérní pokryv je tvořen jednak vrstvou písčitých štěrků středně ulehých a rovněž prachovitých o mocnosti kolem 3,0 – 3,5 m, zvodněných (tř. G3 – G5), jednak vrstvou eolicko-fluviálních sedimentů, tuhé i měkké konzistence tř. F4, resp. F6. Terén je pak místně vyrovnan vrstvou různorodé nehomogenní navážky o malé mocnosti.

Hladina podzemní vody byla zastižena ve všech průzkumných vrtech v hl. kolem 7,0 – 12,0 m pod terénem, ustálila se pak v hloubce vesměs shodné, popř. do 1 m vyšší. Dle zkráceného chemického rozboru je voda velmi slabě agresivní na betonové konstrukce s prokázaným stupněm agresivity XA1; beton základů nevyžaduje tedy žádnou zvláštní úpravu.

V rámci obou popisovaných geotechnických průzkumů byly realizovány průzkumné jádrové vrty: J0-33, J0-50, J0-34, J0-35, J-11 a JO-37, jež zasáhly do hl. až 20 m pod terén

## 3.4 VŠEOBECNÉ PRÁCE

### 3.4.1 Korozní sledování, ochrana proti bludným proudům

Pro stupeň 3 je podle TP 124 nutno navrhnout následující protikorozní opatření:

- Pokud není uvedeno jinak platí požadavky ČSN EN 206-1

- Krytí výztuže betonem min. dle TKP 18 staveb pozemních komunikací
- Omezení vzniku trhlin (úprava výztuže, konstrukční a technologická opatření, nižší vodní součinitel apod.)
- Nepoužívat vodivé distanční vložky
- U železobetonových konstrukcí nesmí obsahu chloridových iontů v betonu překročit 0,4 % Cl- z hmotnosti cementu
- Je nutné dodržovat maximální vodní součinitel podle ČSN EN 206-1.

### 3.4.2 Konstrukční ocel

Povrchová úprava ocelových konstrukcí je provedena dle [22] Ocelové mosty a konstrukce – část B.

Ocelové konstrukce (mostní závěry, ložiska, zábradlí, svodidla, svodidla, protihlukové stěny, kotvení říms, ochranná oplocení, závěsy IS a SOS, odvodňovací zařízení, kotvení a úchyty, atd.) budou kompletně opatřeny systémem protikorozi ochrany. Veškerý spojovací materiál musí být pozinkovaný. Jednotlivé vrstvy nátěrů musí být odlišeny barevně.

Protikorozi ochrana kotvení říms, kotvení svodidel, dodatečného chemického kotvení je provedena pro předpokládaný stupeň korozní agresivity C4+K1 (speciální) a životnost povlaku velmi vysoká min. 15 let dle [22] a [27]. Hlavní plochy - systém IA tj. kombinovaný povlak žárového zinkování nástřikem a následné nátěry – celková NDFT 350  $\mu\text{m}$ .

Protikorozi ochrana MZ je provedena pro předpokládaný stupeň korozní agresivity C4+K1 (speciální) a životnost povlaku velmi vysoká min. 15 let dle [22] a [27]. Hlavní plochy - systém IA tj. kombinovaný povlak žárového zinkování nástřikem a následné nátěry – celková NDFT 350  $\mu\text{m}$ .

Protikorozi ochrana mostního svodidla je provedena pro předpokládaný stupeň korozní agresivity C4+K8 a životnost povlaku velmi vysoká min. 15 let dle [22]. Sloupky, madla, spojky, výplně - systém IIIA tj. kombinovaný povlak žárového zinkování ponorem dle ČSN EN ISO 1461 a následné nátěry – celková NDFT 280  $\mu\text{m}$ . Svodnice, distanční díly, tyče, ražené sloupky - systém IIIE žárové zinkování ponorem dle ČSN EN ISO 1461.

Protikorozi ochrana zábradlí je provedena pro předpokládaný stupeň korozní agresivity C4+K8 a životnost povlaku velmi vysoká min. 15 let dle [22]. Systém IIIA tj. kombinovaný povlak žárového zinkování ponorem dle ČSN EN ISO 1461 a následné nátěry – celková NDFT 280  $\mu\text{m}$

Protikorozní ochrana odvodňovací zařízení, kotlíky, svody, včetně kotvení popř. závěsů a svodů je provedena pro předpokládaný stupeň korozní agresivity C4+K7 a životnost povlaku velmi vysoká min. 15 let dle [22]. Systém IIIIE tj. žárové zinkování ponorem dle ČSN EN ISO 1461.

### 3.4.3 Protikorozní ochrana NK

Protikorozní ochrana hlavní nosné konstrukce (hlavní nosníky, příčníky, spřahovací trny) je provedena pro předpokládaný stupeň korozní agresivity C4+K1 (speciální) a životnost povlaku velmi vysoká min. 15 let dle [22]. Hlavní plochy - systém IA tj. kombinovaný povlak žárového zinkování nástřikem a následné nátěry – celková NDFT 350  $\mu\text{m}$ .

## 4 STAVBA MOSTU

### 4.1 UVOLNĚNÍ STAVENIŠTĚ

Před začátkem provádění mostního objektu byla provedena příprava území. Na sil I/46 bylo po celou dobu realizaci stavebních prací osazeno dopravné značení, které snižuje rychlost v místě stavby na 30km/h. Bezpečný průjezd na silnici I/46 byl zabezpečen provizorním rozšířením silnice směrem k PIL5 a osazením dočasného betonového svodidla po obou stranách silnice.

### 4.2 ZEMNÍ PRÁCE

#### 4.2.1 Stavební jámy

Před zahájením prací na založení objektu bylo zhotoveno pažení stavebních jam ze štětovnic Larssen. Po provedení pilot, toto pažení dále slouží jako pažení výkopových jam pro základy opěr a jako ochrana proti odkopání inženýrských sítí. Štětovnice byly vždy vzdáleny minimálně 1,0 – 1,4 m od jednotlivých hran základů.

Dočasné pažení bylo navrženo u základu pilířů. Pažení volíme ze štětovnic Larssen IIIIn. Navrženy byly štětovnice jednotné délky  $L = 10,0 \text{ m}$ , s min. délkou vetknutí pode dno výkopu  $t = 6,8 \text{ m}$ , resp.  $6,6 \text{ m}$ , (horní hrana Larsenové stěny se zarazí po úroveň horní hrany plochy plošin pro vrtání). Štětové stěny byly beraněny ve vzdálenosti cca 1,0 – 1,40 m od obvodu základových patek pilířů.

Opěra 1, pilíř 2, pilíř 3, pilíř 4, pilíř 5 byly založené pod úroveň terénu ve stavebních jamách. Výkop pro OP1 byl realizován po dno výkopů se sklonem svahů max. 1:1. a následně byla vybudována železobetonová šablona pro vrtání pilot OP1. Beton šablony pro vrtání pilot

pilířů (PIL2, PIL3, PIL4, PIL5) byl před započítím výkopů odbourán, rovněž betonová skruž stávající studny byla odbourána až po úroveň hlavy pilot PIL5. Hlavy pilot pilířů P2 až P5, jež byly „utopené“, byly rovněž příslušně přebetonovány (cca 0,5 m). Opěra 6 byla realizována v násypu, pracovní plošina byla vytvořena odtěžením horní části konsolidačního násypu.

Stavební jámy pro základy pilířů byly provedeny po betonáži pilot. Stavební jámy v místech mimo stávající těleso silnice byly provedeny v částečně otevřených výkopech se sklonem svahů max. 1:1. Dno stavebních jam bylo opatřeno podkladním betonem pro základy. Štětovnice byly vytaženy po provedení zpětného zásypů pilířů.

### 4.3 ZAKLÁDÁNÍ

Pro opěry OP1 a OP6 byla pracovní plošina pro vrtání pilot na úrovni jejich projektovaných hlav, tj. na 266,48 m n.m. (OP1), resp. 264,645 m n.m. (OP6) a byla opatřena podkladním betonem tl. 0,20 m s vynechanými otvory pro piloty.

Piloty pilířů P2 až P5 byly prováděny z upraveného terénu srovnaného do roviny na úrovni příslušně vyšší, než byly projektované hlavy pilot. Všechny šablony pro piloty mají rozměr půdorysně přesahující před líc pilot minimálně o 0,90 m. Po vyvrtání pilot byly šablony pilířů odstraněny (PIL2, PIL3, PIL4, PIL5).

Piloty byly vrtány rotačně-náběrovou technologií na potřebnou hloubku pod ochranou pažnic prof. 880 mm. Jak vyplývá z popisů průzkumných sond, bylo třeba vrty pažit prakticky v celé délce, neboť většinou byly ukončeny ve vrstvě jílovitých písků, zvodněných.

Armokoše pilot byly vyrobeny na staveništi vcelku v projektované délce (dl. piloty + 1,2 m). Všechny armokoše vyčnívají z projektovaných hlav pilot na délku 1,20 m pro spojení se základovou patkou. V případě, že by bylo potřebné z titulu dodržení min. hloubky vetknutí vrt pro pilotu prodloužit, nebylo nutné prodlužovat armokoš, nicméně bylo by třeba zajistit jeho výškovou polohu ve vrtu. Pořadí vrtání pilot bylo v souladu s TKP. Pořadí provádění pilot se zvolilo tak, aby nebyly poškozeny sousední již provedené piloty.

Betonáž pilot betonem C25/30-XA1 se zpracovatelností danou sednutím kužele dle Abramse min. 180 mm a s min. obsahem cementu 375 kg/m<sup>3</sup>. Hlavy pilot opěr OP1 a OP6 byly přebetonovány a znečištěný beton bylo ihned odstraněn (za čerstvého stavu). Hlavy pilot pilířů P2 až P5, jež byly „utopené“, byly rovněž příslušně přebetonovány (cca 0,5 m) a tento beton byl odbourán až v souvislosti s výkopem pro základovou patku.

Betonářská výztuž pilot je z oceli B500B. Betonová směs musí splňovat požadavky TKP 16 - Pilotové a podzemní stěny. Složení betonu a jeho konzistence musí odpovídat požadavkům ČSN EN 1536 - Provádění speciálních geotechnických prací - Vrtané piloty.

Zpracovatelnost betonové směsi byla ověřena zkouškou sednutí kužele. Všechny piloty byly podrobeny zkoušce PIT a to nejdříve za 21 dní po skončené betonáži na odbourané a očištěné hlavě piloty

Vrtané piloty pro založení mostu mají projektovanou délku  $L = 16,0$  m, resp.  $18,0$  m, v případě mostních pilířů P2 – P5 byly však vrty ještě o cca  $2,5$  m delší z hlediska tzv. hluchého vrtání, kdy pracovní plošina pro jejich provádění byla výše, než byl úroveň projektovaných hlav. Vrty pro piloty procházejí různorodými zeminami, tj. písčítými hlínami, šterky, jíly apod. a ukončeny byly vesměs na délku  $2 - 7$  m v jílovitých a zvodněných pískách tř. S3.

Zemina vytěžená z vrtů byla odvezena na skládku.

## 4.4 SPODNÍ STAVBA

### 4.4.1 Provedení

Spodní stavba je monolitická železobetonová. Spodní stavba mostu bylo provedena po zhotovení pilot a ukončení výkopových prací sloužících pro zhotovení základů opěr a pilířů.

### 4.4.2 Krajní opěry

Mostní opěry jsou monolitické, základ z železového betonu C 25/30 XF3. Dřík opěr, úložný práh, křídla, závěrné zídky z železového betonu C 25/30 XF2 + XD1. Betonářská výztuž je z oceli B500B.

Opěru 1 a Opěru 6 tvoří pět částí – základ, dřík, úložný práh, křídla a závěrná zídka. Závěrná zídka je v horní části opatřena ozubem nesoucím přechodovou desku. Opěry byly prováděny postupně s pracovními spárami v následujících fázích:

1/ Základ opěry výšky  $1,50$  m, který byl na lícové straně opěry předsazen o  $1000$  mm před povrch opěry, při rubové straně je to  $300$  mm.

2/ Dřík opěry šířky  $3,05$  m, úložný práh a spodní část křídel šířky  $1300$  mm. Horní povrch úložného prahu v příčném směru sleduje sklon NK, podélně byl vyspádován ve sklonu  $4,0$  % směrem k závěrné zídce. Pro umístění ložisek byly zde zřízeny úložné bloky – rozměr  $1100 \times 1100$  mm. Tyto úložné bloky byly betonovány po zhotovení úložných prahů samostatně.

3/ Mostní křídla šířky 1300 mm byla navržena jako vetknutá do dříku opěr a základů pod křídly. Mostní křídla na vnější straně mostu jsou jednotné délky 5,05m a jejich betonáž byla provedena současně s betonáží dříků a úložného prahu opěr, resp. současně s betonáží závěrné zídky.

4/ Závěrná zídka navazující na dřík opěry v šířce 600 mm. Pracovní spára mezi závěrnou zídkou a dříkem opěry (50 mm nad povrchem dříku) sleduje sklon nosné konstrukce. V horní části je závěrná zídka rozšířená konzolou směrem do líce na celkovou šířku 1100 mm, v které je kapsa pro mostní závěr a kapsa pro uložení přechodové desky. Závěrná zídka se vybetonuje po zhotovení NK.

Jednotlivé pracovní celky opěr byly propojeny vyčnívající výztuží. Veškerá betonářská výztuž vystupující z pracovních spár, která nebyla zabetonována do 8 týdnů, se ochránila po zabetonování v celé vystupující délce protikorozním nátěrem (výztuž pilot, výztuž ze základu, výztuž závěrných zídek a dilatačních závěrů. Veškeré pracovní spáry byly utěsněny těsnícím, trvale pružným tmelem, na rubu izolačním pásem.

Přechodové desky délky 5,00 m byly provedeny na šířku vozovky. Navrženy byly z betonu C 25/30 XF2; s opěrami byly spojeny vrubovým kloubem. Přechodové desky mají tloušťku 0,30 m a byly uloženy na podkladním betonu C 16/20n XF1 min. tl. 0,10 m.

Výztuž vrubového kloubu byla v oblasti  $\pm 50$  mm od pracovní spáry ošetřena ochranným epoxidovým nátěrem. Horní povrch přechodových desek a křídel byl opatřen stejnou skladbou izolace jako nosná konstrukce, ale bez pečetící vrstvy. Izolace z křídel byla přetažena na přechodovou desku. Izolace z křídel nebyla natavena na izolaci přechodové desky. Na křídlech byla provedena ochrana izolace izolačním pásem s hliníkovou vložkou a s hrubým posypem tl. 5 mm. Ochrana izolace na přechodové desce je z MA 11 IV tloušťky 35 mm.

Pro sledování sedání spodní stavby byly na každé opěře osazeno 8ks nivelačních značek (4 značky v líci opěry na krajích, 2 značka na křídlech). Nivelační značky byly umístěny tak, aby k nim bylo možno přiložit nivelační lať délky 1,0 m a aby bylo možno sledovat naklánění opěr v podélném směru mostu.

Mostní závěry na opěrách byly osazeny až po vyhodnocení sedání mostu a konsolidace násypů za mostem a po osazení nosné konstrukce na definitivní ložiska.

Spodní stavba byla do výšky 2,50m opatřena antigrafiti nátěry.



#### 4.4.3 Křídla

Viz kapitola 4.4.2 a dále pak. římsa na křídlech byla kotvená po konec izolace z asfaltových pásů na přechodové desce (tj. 1,25m od rubu opěr) pomoci kotvených přípravků, ve zbývajících délce křídla, kde je izolace pouze nátěrem, byla římsa kotvená pomoci trmínku. Trmínky pro zabezpečení kotvených římsy byly ochráněny po zabetonování v celé vystupující délce protikoročním nátěrem.

#### 4.4.4 Pilíře

Pilíře jsou tvořeny základem šířky 4,0m, délky 12,0m, výšky 1,5m se střešovitým sklonem horního povrchu 4 %. Pilíř je tvořen dvěma dříky čtvercového tvaru - rozměr 1400 x 1400 mm se skosením hran 200x200 mm. Výška dříků 6,0 – 7,2m, ložiska byla uložena přímo na úložném bločku – rozměr 1050 x 1050 mm.

Mostní pilíře jsou monolitické, základ z železového betonu C 25/30 XF3. Dříky pilíře 2, pilíře 3, pilíře 5 z železového betonu C 30/37 XF2 + XD1, dříky pilíře 4 z železového betonu C 30/37 XF4 + XD3. Betonářská výztuž je z oceli B500B.

Pilíře tvoří dvě části – základ a dvojice čtvercových dříků. Pilíře byly prováděny postupně s pracovními spárami v následujících fázích:

- 1/ Základ opěry výšky 1,50 m, šířky 4,0m, délky 12,0m,
- 2/ Dřík pilířů po hlavu pilíře (1200 mm pod úložným bločkem),
- 3/ Dříky pilířů pod úložným bločkem.

Jednotlivé pracovní celky pilířů byly propojeny vyčnívající výztuží. Veškerá betonářská výztuž vystupující z pracovních spár, která nebyla zabetonována do 8 týdnů, byla ochráněna po zabetonování v celé vystupující délce protikoročním nátěrem (výztuž pilot, výztuž ze základu, výztuž hlavy pilíře, výztuž úložného bločku). Výztuž vystupující z pracovních spár byla před prováděním další části řádně očištěna tak, aby byla zajištěna předepsaná soudržnost vložek s betonem. Veškeré pracovní spáry by utěsněny těsnícím, trvale pružným tmelem.

Spodní stavba byla do výšky 2,50m opatřena antigrafiti nátěry.

#### 4.4.5 Osazení zvedacích zařízení

Při eventuální výměně ložisek po vyčerpání jejich životnosti bude nosná konstrukce zvedána hydraulickými lisami. Z požadavku umístění lisů vychází prostorové uspořádání úložných prahů opěr. Lisy budou při zvedání umístěny těsně vedle úložných bloků ložisek na obou stranách

všech úložných bloků. Rekifikace bude realizována vložením ocelové desky patřičné tloušťky mezi kotevní desku a horní desku ložiska.

#### 4.4.6 Izolace, obklady a ochrana povrchu spodní stavby

Horní část křídel (plocha pod římsou) je ochráněná v délce 1,25 m od rubu opěr (1,5m od kapsy pro přechodovou desku) izolačními asfaltovými pasy 1 x Alp + 1 x Naip, ve zbývající délce křídla je izolace realizována pouze nátěrem 1 x Alp + 2 x Aln.

Rub opěr a křídel a zasypané části líce opěr, křídel, základů je opatřen izolačními nátěry 1 x Alp + 2 x Aln provedenými dle TKP. Nátěry jsou na rubu opěr a na líci pod terénem ochráněny vrstvou geotextilie 600g/m<sup>2</sup>. Hranice nátěrů je 250 mm pod povrchem terénu. Pracovní spáry v styku se zemínou byly izolovány asfaltovými izolačními pásy v šířce 200 mm od pracovní spáry. Vlastnosti všech materiálů, použitých pro izolační systém jsou v souladu s TKP.

#### 4.4.7 Odvodnění za opěrami

Drenážní vrstvu na rubu opěr tvoří vrstva geotextilie hmotnosti 600 g/m<sup>2</sup>, tl. min. 4 mm, a ochranný zásyp. Prostor za opěrami je odvodněn podélnou drenáží  $\phi$  150 mm, vyústěnou přes dřík opěr. Podélný sklon drenáže 3,0 % byl vytvořen podkladním blokem z betonu C 8/10 X0. K drenáži je voda přiváděna pomocí těsnicí fólie PEHD tloušťky minimálně 1,5mm, pevnosti min. 20kN/m, protažení min. 20% (v obou směrech), která byla ochráněna dle TP 97 dvěma vrstvami geotextilie hmotnosti 600g/m<sup>2</sup>, pevnosti v tahu > než 10kN/m, odolnosti proti protlačení (CBR) > 4kN, tloušťce při zatížení 2kPa > 4mm.

#### 4.4.8 Přechodové oblasti, přesypané objekty, nadvýšení zemního tělesa

Uspořádání přechodové oblasti za opěrami se řídí ustanoveními ČSN 73 6244. Níže popisovaná skladba přechodové oblasti platí mezi křídly.

Za podkladním betonem pro drenáž na rubu opěry byl proveden zásyp do úrovně 100 mm nad dno drenáže při rubu opěry a ve sklonu 10 % směrem k této drenáži v podélném směru mostu. Na tento zásyp byl uložen PEHD nepropustná těsnicí fólie s oboustrannou ochrannou vrstvou z geotextilie (parametry fólie a geotextilie uvedeny v kap. 4.4.7). Zásyp za opěrou je ze zeminy vhodné do násypu dle ČSN 7361 33 a zeminy dle TKP 4 s hutněním na min. D = 100 % PS nebo Id 0,9 po vrstvách tl. 0,3 m dle TKP 4.

Klín ochranného zásypu z nenamrzavé zeminy za opěrou byl navržen v minimální tloušťce 0,60 m za rubem. Pod přechodovou deskou se ochranný zásyp lomí do sklonu 10 % (směrem k opěře) tak, aby minimální tloušťka tohoto obsypu pod deskou byla 150 mm.

V přechodové oblasti opěr bylo nutno kontrolovat míru zhutnění na vrstvách násypu v tl. max. 30 cm, a to nejméně na 3 místech ve vzdálenosti:

$l = \max. 1,0 \text{ m}$  za rubem opěry

$l = 3/4$  výška zásypu za rubem opěry

$l = 1,5 \times$  výška zásypu za rubem opěry

Zemina v celé výšce zásypu je zhutněna na hodnotu, požadovanou pro hutnění na pláni dle tabulky 5 a 6 TKP kap. 4 Zemní práce.

#### 4.4.9 Ložiska

Schéma ložisek je patrné z projektové dokumentace. Nosná konstrukce je na spodní stavbě uložena na hrncová ložiska (na každé opěře a podpěře na dvojici ložisek).

Nosná konstrukce je uložena vždy na dvojici hrncových ložisek, na pilíři 3 je ložisko pevné a jednosměrné s příčným posunem, na ostatních podpěrách pak vždy jedno všesměrné a jedno jednosměrné s podélným pohybem. Ložiska byly pokládána na vrstvu plastbetonu tloušťky 20 mm. Vyrovnání podélného a příčného spádu nosné konstrukce nad ložiskem bylo provedeno nálitkem min. tl. 20 mm.

Ložiska byla osazena až po provedení kompletních zásypů za opěrou a proběhnutí vodorovných deformací a natočení hlav pilot. K uložení ložisek byly na opěrách zřízeny nálitky, ložiska byla osazena do vyvrtaných otvorů a podlity polymermaltou. Kvalita podlití je stejná jako kvalita betonu pod ložiskem, tzn. minimální charakteristická hodnota pevnosti v tlaku 40 MPa. Receptura polymermalty zajišťuje, po dosažení požadované pevnosti, co nejvyšší hodnotu měrného odporu, minimálně však  $1 \times 10^6 \Omega \text{m}$ . Definitivní osazení ložisek bylo až po ukončení konsolidace mostu. Přístup k ložiskům je zajištěn pomocí vysokozdvižné plošiny, případně žebříků. Všechny ložiska jsou rektifikovatelná.

### 4.5 MOSTNÍ SVRŠEK A ODVODNĚNÍ

#### 4.5.1 Odvodnění mostu

Voda je z úložného prahu opěr odvedena do odvodňovacího žlábků a ten přechází 100 mm před přední líc opěry. Odvodnění mostu je realizováno příčným a podélným sklonem nosné

konstrukce do mostních odvodňovačů se svislými svody po pilířích. Voda byla dále svedena do kanalizace, resp. do stávajících a navrhovaných příkopů.

Voda z odvodnění rubu opěr mostu je u opěry 1 a opěry 6 vyvedena na odláždění před lícem opěry. Voda z mostních odvodňovačů je u pilíře 2 svedena po betonovém skluzu do příkopu, u pilíře 3 je betonový skluz zakončen kanalizační vpustí s mříží, ze které je voda svodným potrubím DN 200 odvedena do nové kanalizace. U pilíře 4 je svislý svod z odvodňovače napojen svodným potrubím s min. sklonem 3,0 % do propustku. Vodorovná část svodného potrubí byla u základu obetonována, kvůli ochraně před poškozením. U opěry 6 je voda z mostu svedena svislým svodem, na betonový skluz a dále do vpusti, odkud byl svodným potrubím DN 200 napojena do nové kanalizace. Svislé potrubí bylo provedeno z šedého polyethylenu. Vyústění kolen svislých svodů byly kotveny proti zcizení do betonového bloku. Úchyty potrubí byly provedeny z nerez.

#### 4.5.2 Mostní závěry

Na opěře 1 a 6 je osazen povrchový mostní závěr. Povrch závěru kopíruje příčný sklon vozovky, u obruby přechází na povrch římsy ve sklonu 1:2. Závěr byl v místě napojení vozovky na římsy opatřen plechem tl. 6 mm kopírujícím tvar římsy. Kotvení mostního závěru respektuje rozmístění výztuže ve spodní stavbě. Rozmístění kotevních ok bylo upřesněno po zaměření výztuže NK a spodní stavby po zabetonování. Závěr je nutno po jeho osazení co nejdříve zajistit, aby nedošlo ke změně jeho polohy.

#### 4.5.3 Vozovka

Vozovka má na mostě pravostranný příčný sklon 2,5 %. Vozovka byla navržena jako třívrstvá tl. 140 mm v následující skladbě:

Obrusná vrstva SMA 11SPMB 45/80-60	40 mm
s posypem předobal. kamenivem fr. 2/4, 1,50 kg/m <sup>2</sup>	
Asfaltový spoj. postřík – modifikovaný PS-EP (C60 BP 5)	0,35kg/m <sup>2</sup>
ACL 16 S PMB 25/55-60	55 mm
Asfaltový spoj. postřík - modifikovaný PS-EP (C60 BP 5)	0,35kg/m <sup>2</sup>
MA 11 IV s posypem předobalenou drtí 4/8 mm	40 mm
v množství 2-3 kg/m <sup>2</sup>	
Izolace asfaltovými pásy jednovrstvá	5 mm
Pečetící vrstva speciální epoxidovou pryskyřicí	—
CELKEM:	140 mm

Všechny pracovní spáry byly utěsněny asfaltovými modifikovanými zálivkami v uspořádání odpovídajícím VL4.

#### 4.5.4 Římsy

Po obou stranách mostu byly vybudovány monolitické železobetonové římsy z betonu C30/37-XF4, výztuž B500B. Římsy byly šířky 1,65 m, výška obruby u obou říms je 150 mm, obruby byly provedeny ve sklonu 5:1 a zkosení 50/50. Horní povrch římsy byl vyspádován v příčném sklonu 4 % směrem do vozovky, podélný sklon říms respektuje podélný sklon komunikace na mostě.

Římsy byly k nosné konstrukci přikotveny ocelovými kotevními přípravky. Kotvy byly do NK osazeny kotevním šroubem po 1,0 m, ve dvou řadách ve vzdálenostech 300 mm a 1000 mm od vnější hrany nosné konstrukce.

Římsa byla rozdělena na jednotlivé dilatační a pracovní celky pomocí dilatačních a pracovních spár říms. Výztuž byla v jednotlivých celcích římsy přerušena. Těsnící silikonový tmel pro pracovní a dilatační spáry je šedý, trvale pružný, odolný proti UV záření a je po celé šířce římsy na horním a bočním povrchu.

Spára mezi vozovkou a římsou byla vyplněna těsnící zálivkou š. min. 15 mm s předstěním. Povrch říms byl opatřen ochranným nátěrem typu S4, 0,15m ze strany vozovky.

### 4.6 MOSTNÍ VYBAVENÍ

#### 4.6.1 Svodidla, svodidla a zábradlí

Na mostních římsách byly ukotveny mostní svodidla typu MS4/H2 (třída úrovně zadržení svodidel na mostě byl H2 dle TP 191). Osová vzdálenost svodidlových sloupků mezi středy patních desek je na mostě 2,0 m.

Všechny přechody svodidel přes dilatační závěry byly provedeny jako elektroizolační. Mostní svodidla byla upevněna na vnější straně říms do vývrtu dle dodavatele ZS a dle TP191. Patní desky mají příčný sklon 4,0 % a podélný sklon 2,6 %. Patní desky byly podlity plastmaltou tl. 10-15 mm.

#### 4.6.2 Protihluková zařízení

Most byl na obou stranách opatřen protihlukovými stěnami výšky 4,0 m nad horní hranou obruby. Stěna je tvořena ocelovými sloupy HEA 160 kotvenými přes patní desku do kotevních přípravků zabetonovaných do římsy mostu. Výplň PHS je tvořena ve spodní části do výšky 0,5 m betonovými soklovými panely, vrchní část je tvořena výplní s tónovaným odstínem SKY

BLUE, která byla doplněna „vypískováním“ proužků, případně obdobnou úpravu, u které byla prokázána její účinnost proti střetu s ptáky. Sloupky protihlukové stěny byly na mostech osazeny po 2,0 m, za mosty byly napojeny na PHS v trase silnice s umožněním příslušných úniků. Ocelové prvky byly provedeny s odpovídající protikorozií ochranou dle [22] ministerstva dopravy ČR. Výplň protihlukové stěny musí vyhovovat požadavkům na odolnost proti tříštivosti prokázanou zkouškou rozpadu po rozbití podle ČSN EN 12150-1 a proti nárazu cizího tělesa podle ČSN EN 1794-2 příloha B. Životnost výplně při zachování požadovaných vlastností je min. 30 let.

#### 4.7 NOSNÁ KONSTRUKCE

Jedná se o spřaženou ocelobetonovou trémovou konstrukci o pěti polích (rozpětí 20,0 + 2x 27,85 + 22,0 + 17,3 m). Nosnou konstrukci tvoří tři základní prvky. Ocelový nosník, ocelový příčník a železobetonová deska.

Dva hlavní nosníky, které staticky působí jako spojitý nosník, jsou svařované z oceli S355 a mají tvar I-profilu. Nosníky jsou umístěny symetricky, každý 4 m od osy mostu, tzn. že jejich osová vzdálenost je 8 m. Výška nosníku je 1665 mm a tloušťka jeho stojiny je 16 mm. Horní pásnice mají rozměry 25 × 400 mm, dolní pásnice 40 × 600 mm. Podporové výztuhy hlavních nosníků tvoří samotné příčníky. Na stěny plnostěnných nosníků jsou také navařeny příčné konstrukční výztuhy tloušťky 15 mm. Tyto výztuhy jsou umístěny pouze z vnitřní strany nosníků z estetických důvodů. Montážní styky hlavních nosníků jsou svařované s plným provařením. Hlavní nosník je rozdělen na montážní celky podle potřeby, maximálně však 12 m dlouhé.

Prostorovou tuhost mostní konstrukce zajišťují mimo jiné také příčníky z oceli S355. Příčníky nemají jen ztužující funkci, ale v tomto případě i nosnou. Staticky působí jako prostý nosník s převislými konci. V místě podpor hlavních nosníků mají příčníky s nosníky stejné rozměry. V poli mají příčníky výšku 850 mm s tloušťkou stojiny 12 mm. Horní pásnice mají rozměry 20 × 200 mm, dolní pásnice 30 × 400 mm. Délka středového pole příčníků je 8 m, převislé konce jsou dlouhé 3050 mm. Ukončení převislých konců je realizováno náběhy, které vylehčují celou konstrukci. Výška náběhu příčníků v podpoře je 1200 mm, v poli je to 500 mm. Osová vzdálenost příčníků se v každém poli trochu liší. V prvním poli je 2857 mm, v druhém a třetím poli 2785 mm, ve čtvrtém poli 2750 mm a v pátém poli 2883 mm. Na stěny plnostěnných příčníků v podpoře jsou také navařeny příčné konstrukční výztuhy tloušťky 12 mm. Převislý konec a část příčníku, mezi hlavními nosníky jsou přivařeny na hlavní nosník

v továrně automatovým svarem. Část příčníku, která se navaří na hlavní nosník je dlouhá 1,0 m. Celková výška je tedy 4,05 m. Toto opatření je z důvodu přepravy této části na stavbu, největší průjezdná výška je 4,95 m. Nejnižší návěs, který lze použít na přepravu tak vysokého dílce má výšku 900 mm nad vozovkou. Chybějící část příčníku se svaří montážně s plným provařením na obou koncích.

Hlavní nosníky a příčníky jsou spřaženy s železobetonovou deskou pomocí spřahovacích trnů Ø22 mm z oceli St 37-3k s pevností 500 MPa. Výška trnů je 170 mm po přivaření. Přivaření trnů musí být v souladu s ČSN EN ISO 14 555 – Obloukové přivařování svorníků z kovových materiálů. Smykové spojení s deskou je navrženo jako plné spřažení, tedy dochází k zamezení prokluzu mezi deskou a ocelovými nosníky. Na hlavním nosníku je navržena dvojice trnů s roztečemi po 150 a 300 mm. Na příčnicích je navržena trojice trnů v podpoře po 110 a 155 mm, v poli po 110 a 220 mm.

Spřažená železobetonová deska je konstantní tloušťky 250 mm. Deska je z betonu C35/45 a vyskytuje se v prostředí XF2 + XD1. Je vyztužená ocelí B500B. V oblasti záporných momentů je navržena výztuž Ø25 mm s roztečí po 200 mm. V poli je navržena výztuž Ø12 mm po 150 mm ve směru x a Ø12 mm po 200 mm ve směru y. Příčný sklon mostovky sleduje jednostranný sklon vozovky 2,5 % s protispádem pod pravou římsovou.

#### 4.7.1 Postup výstavby nosné konstrukce

1. Příprava území, zemní práce
2. Betonáž spodní stavby konstrukce
3. Doprava jednotlivých částí ocelové konstrukce na stavbu,
4. Osazení na montážní ložiska
5. Výstavba montážního ztužení
6. Svaření ocelové konstrukce v jeden celek
7. Kontrola svarů a zaměření nosné konstrukce
8. Sestavení bednění desky
9. Osazení výztuže desky
10. Betonáž spřažené desky mostovky po montážních sekcích (nejdříve v poli, potom podpory)
11. Po vytvrdnutí betonu podlití a aktivace ložisek
12. Položení izolace a provedení odvodnění
13. Osazení a betonáž mostních závěrů

14. Dobetonování zbylých částí mostu (závěrná zídka, část křídel), betonáž říms a přechodových desek
15. Demontáž montážního ztužení
16. Nátěr ocelové konstrukce
17. Položení jednotlivých vrstev vozovky
18. Osazení svodidel, zábradlí, PHS
19. Dokončovací práce (úprava terénu atd.)
20. Statické a dynamické zatěžovací zkoušky

## 4.8 PŘEHLED POUŽITÝCH MATERIÁLŮ

### 4.8.1 Beton

<u>Název konstrukce</u>	<u>ČSN EN 206, TKP 18</u>
Šablony pilot pro hluché vrtání	C 8/10, X0,
Šablony pilot bez hluchého vrtání	C 12/15, X0,
Mostovka	C 35/45 XF2+XD1
Piloty	C25/30, XA1,
Opěry	
-základ	C25/30, XF3,
-dřík, křídla	C25/30, XF2 + XD1,
Pilíře	
- základ	C25/30, XF3,
- sloup PIL2, PIL3, PIL5	C30/37 XF2 + XD1
- sloup PIL4	C30/37 XF4 + XD3,
Úložné bloky	C30/37, XF4+XD3,
Přechodové desky	C25/30, XF2,
Podkladní beton pod přechodovými deskami	C16/20n, XF1,
Podkladní beton spodní stavba	C16/20, X0,
PB-zpevněné plochy	C16/20, XF3
PB-zp. plochy za římsou	C25/30, XF3

### 4.8.2 Ocel

Betonářská výztuž – B 500 B

Nosné prvky – S355

Spřahovací trny – St 37-3k



## 5 ZATÍŽENÍ

Zatížení konstrukce mostu je rozděleno dle působení v čase na stálé a proměnné. Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou konstrukce a tíhou doplňkových konstrukcí (římsy, svodidla, PHS, atd). Proměnným zatížením od klimatických vlivů (vítr, teplota, atd) a dominantním zatížením od dopravy. Dále u mostních konstrukcí dělíme zatížení dle výstavby, v našem případě na montážní a provozní.

### 5.1 MONTÁŽNÍ STAV

V montážní stavu přenáší zatížení pouze hlavní nosníky a příčníky. Mokrý beton je zde pouze uložen v bednění a přitěžuje konstrukci. Hlavní nosníky a příčníky jsou zatíženy stálým zatížením vlastní tíhou, mokrým betonem  $\gamma_{MB} = 26 \text{ kN/m}^3$ , bedněním (odhadem  $100 \text{ kg/m}^2$ ) a proměnným zatížením při betonáži od osob a vybavení (dělníci, betonářský vozík, atd). Na pracovní ploše  $3 \times 3 \text{ m}$  uvažujeme zatížení  $1,5 \text{ kN/m}^2$  a mimo pracovní plochu  $0,75 \text{ kN/m}^2$ .

Proměnné zatížení je nutné na spojitém nosníku rozmístit tak, aby vyvozovalo co nejnepríznivější účinek. Tam, kde konstrukci odlehčuje, není zatížení v modelu osazeno. Pokud v montážním stavu nepřesáhne průhyb nosníku v žádném poli limitní hodnoty od stálého zatížení, není nutné uvažovat s rybníkovým efektem betonu.

Posouzení montážního stavu v kap.7 je uvažováno jako podepření v místě podpor, tedy ložisek. Výstavba některých úseků může být realizována na pevné skruži. V tom případě by nedošlo k tak velkému namáhání, na které je posouzeno, čímž by došlo k odlehčení v rámci napjatosti ocelové konstrukce.

### 5.2 PROVOZNÍ STAV

#### 5.2.1 Vlastní tíha

Vlastní hmotnost hlavní nosné konstrukce (hlavní nosníky, mostovka, příčníky) byla vygenerovaná automaticky programem SCIA Engineer na základě objemové hmotnosti a průřezové plochy přiřazeného materiálu.

#### 5.2.2 Ostatní stálé zatížení

Uvažováno stálé zatížení od vozovkového souvrství, říms, příslušenství a PHS v místě jejich působení. Objemová hmotnost asfaltových směsí se bere konzervativně  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

Vozovka: izolace –  $0,005 \times 25 = 0,125 \text{ kN/m}^2$

MA 11 –  $0,04 \times 25 = 1,000 \text{ kN/m}^2$

$$\text{ACL } 16 - 0,055 \times 25 = 1,375 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{SMA } 11 - 0,04 \times 25 = 1,000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Celkem} - 3,500 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{\text{ŽB římsa:}} \quad \text{ozub} - 0,30 \times 0,65 \times 25 = 4,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{vodorovná část} - 1,30 \times 0,30 \times 25 = 9,75 \text{ kN/m}$$

$$\underline{\text{PHS:}} \quad \text{sloupky HEB160} - 4 \times 0,5 / 2 = 1,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{kalené sklo} - 0,015 \times 3,4 \times 28 = 1,43 \text{ kN/m}$$

$$\text{betonový sokl} - 0,6 \times 0,12 \times 25 = 1,80 \text{ kN/m}$$

$$\underline{\text{patní desky} - 0,035 \times 0,24 \times 0,4 \times 78,5 / 2 = 0,13 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Celkem} - 4,36 \text{ kN/m}$$

$$\underline{\text{Svodidlo:}} \quad 1,0 \text{ kN/m}$$

### 5.3 NAHODILÉ ZATÍŽENÍ - OSTATNÍ

#### 5.3.1 Zatížení teplotou

Zatížení teplotou se rozděluje na rovnoměrnou a nerovnoměrnou složku. Nerovnoměrnou složku můžeme vypočítat podle lineárního a nelineárního postupu. V našem případě se jedná o 2. typ nosné konstrukce. Výpočet zatížení teplotou je uvažován dle [5].

#### Rovnoměrná složka

Hodnoty maximálních a minimálních teplot vzduchu ve stínu jsou uvedeny v národních přílohách. V mapě můžeme vyčíst, že pro Opavsko je  $T_{\min} -36^{\circ}\text{C}$  a  $T_{\max} 38^{\circ}\text{C}$ . Z těchto hodnot se pomocí uvedených izoterem vyčíslí rovnoměrné složky teploty mostu. Pro ocelobetonové mosty jsou dané hodnoty  $T_{e,\min} -31,5^{\circ}\text{C}$  a  $T_{e,\max} 42,5^{\circ}\text{C}$ . Výchozí teplota  $T_0$  je  $10,0^{\circ}\text{C}$ .

Charakteristické hodnoty zkrácení a prodloužení mostu od rovnoměrné složky teploty lze vypočítat podle vzorců:  $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min}$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0$$

Výsledné charakteristické hodnoty maximálního rozsahu jsou  $\Delta T_{N,\text{con}} = -41,5^{\circ}\text{C}$  a  $\Delta T_{N,\text{exp}} = 32,5^{\circ}\text{C}$ .

Nerovnoměrná složka

Pro výpočet byla vybrán postup 1. Doporučené hodnoty lineárních teplotních rozdílů pro teplejší horní povrch 15 °C a dolní povrch 18 °C.  $K_{\text{sur}}$  je pro oba případy rovné 1,0.

### 5.3.2 Zatížení větrem

Konstrukce se nachází ve třetí větrné oblasti s nadmořskou výškou 340 m. n. m. s kategorií terénu I. Mapa základních rychlostí větru  $v_{b,0}$  je v příloze. Výpočet zatížení větrem je uvažován dle [4].

Hustota vzduchu:  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Charakteristická rychlost větru:  $v_{b,0} = 27,5 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru:  $c_{\text{dir}} = 1,0$

Součinitel ročního období:  $c_{\text{season}} = 1,0$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{\text{dir}} \times c_{\text{season}} \times v_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 27,5 = 27,5 \text{ m/s}$$

Parametr drsnosti terénu:  $z_0 = 0,01 \text{ m}$

Minimální výška:  $z_{\text{min}} = 1 \text{ m}$

Terén kategorie II:  $z_{0,\text{II}} = 0,01 \text{ m}$

Výška nad zemí:  $z = 9,6 \text{ m}$

Součinitel terénu:

$$k_r = 0,19 \times \left( \frac{z_0}{z_{0,\text{II}}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left( \frac{0,01}{0,05} \right)^{0,07} = 0,17$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$c_r(z) = k_r \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,22 \times \ln \left( \frac{9,6}{0,3} \right) = 1,166$$

Součinitel ortografie:  $c_o(z) = 1,0$

Součinitel turbulence:  $k_I = 1,0$

Charakteristická střední rychlost větru:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 1,166 \times 1,0 \times 27,5 \\ = 32,06 \text{ m/s}$$

Intenzita turbulence:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \times \ln\left(\frac{9,6}{0,01}\right)} = 0,146$$

Maximální dynamický tlak:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m(z)^2 \\ = [1 + 7 \times 0,146] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 32,06^2 \\ q_p(z) = 1,297 \text{ kN/m}^2$$

Základná dynamický tlak:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27,5^2 = 0,4727 \text{ kN/m}^2$$

Součinitel expozice:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{1,297}{0,4727} = 2,744$$

Šířka konstrukce:

$$b = 14,6 \text{ m}$$

Celková výška:

$$d_{tot} = 6,5 \text{ m}$$

Poměr:

$$\frac{b}{d_{tot}} = 2,246$$

Součinitel síly:

$$c_{fx,0} = 1,8$$

Součinitel zatížení větru:

$$C = c_e(z) \times c_{fx,0} = 2,744 \times 1,8 = 4,939$$

Referenční plocha na metr délky

$$A_{ref,ch} = 1 \times d_{tot} = 1 \times 6,5 = 6,5 \text{ m}^2/\text{m}$$

Působení větru ve směru X

$$w_k = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27,5^2 \times 4,939 = 2,33 \text{ kN/m}^2$$

Působení větru s výslednicí zatížení na rameni  $r = 3,25 \text{ m}$  k ose nosníku odlehčuje a přitěžuje konstrukci v závislosti na směru větru.

$$F_x = w_k \times A_{ref} = 2,33 \times 6,5 = 15,17 \text{ kN/m}$$

Odlehčení a přitížení mostovky:

$$F_{x,z} = F_x \times \frac{r}{b} = 15,17 \times \frac{3,25}{14,6} = 3,377 \text{ kN/m}$$

Vítr působící na hlavní nosník:

$$F_{x,hl} = w_k \times h_{nosník} = 2,33 \times 2 = 4,66 \text{ kN/m}$$

### Působení větru ve směru Y

Působení větru ve směru Y se uvažuje jako 25 % ze směru X.

$$F_{y,hl} = F_x \times 0,25 = 15,17 \times 0,25 = 3,793 \text{ kN/m}$$

### Působení větru ve směru Z

Součinitel síly:

$$c_{fz,0} = \pm 0,9$$

Šířka mostu:

$$b = 14,6 \text{ m}$$

Součinitel zatížení větrem:

$$C = c_e(z) \times c_{fz,0} = 2,744 \times \pm 0,9 = \pm 2,47 \quad (5.1)$$

Síla na konstrukci:

$$F_{z,hl} = q_p \times C = 1,297 \times \pm 2,47 = \pm 3,20 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2)$$

### 5.3.3 Sedání podpor

Pro Opavský region je vhodné do výpočetního modelu toto negativní namáhání zavést popuštění podpor. Optimální hodnota je 10 mm. Popuštění podpor musí vyvozovat nejnepříznivější stavy.

## 5.4 NAHODILÉ ZATÍŽENÍ - DOPRAVA

Nahodilé zatížení od dopravy představuje dominantní zatížení na mostní konstrukci. Toto zatížení je deklarováno v normě [3] a je klasifikováno jako volné zatížení s platností pro mosty

o délce do 200 m. Jednotlivé modely nepopisují skutečná zatížení, jsou navrženy tak, aby vyjadřovaly skutečné účinky dopravy v evropských zemích. Zatížení vyvolané jednotlivými modely vozidel je přenášeno na konstrukci pomocí náprav, kde každá náprava je definována velikostí působící síly a plochou, na které se daná síla roznáší. Všechny modely v sobě zahrnují dynamické vlivy zatížení, a proto není nutné zjišťovat zvlášť dynamické účinky dopravy. Rozdíly ve skladbě dopravních proudů jsou vyjádřeny pomocí regulačních součinitelů  $\alpha$  a  $\beta$  dle tabulky v normě. Komunikace převádějící dopravu na mostě spadá do skupiny 1 a příslušné hodnoty součinitelů jsou použity ve výpočtu.

Tab. 3: regulační součinitele

skupina pozemních komunikací	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{q3,4}$	$\alpha_{qr}$
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6	1,6

Dále norma definuje šířku zatěžovacích pruhů  $w_i$ , jejich počet a zbytkovou plochu v závislosti na šířce vozovky, která se měří mezi obrubníky nebo vnitřními lící zachytných systémů.

Tab. 4: počet a šířka zatěžovacích pruhů

šířka vozovky „w“	počet návrhových zatěžovacích pásů	šířka návrhového zatěžovacího pásu	šířka zbytkové plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,0 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w \leq 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0,0 m
$6,0 \leq w < 9,0 \text{ m}$ $w \geq 9,0 \text{ m}$	$n_i = 2$ $n_i = 3$	3,0 m	$w - 3 \cdot n_i$

V našem případě máme vozovku šířky kategorie S11,5, což znamená, že jsou plné 3 pruhy o šířce 3 m a zbytková plocha šířky 2,5 m. Zatížení, které je nejdominantnější, tzn. že vykazuje nejméně příznivý účinek, se označuje jako pruh 1 a umísťuje se zpravidla do největší vzdálenosti od těžiště nosné konstrukce.

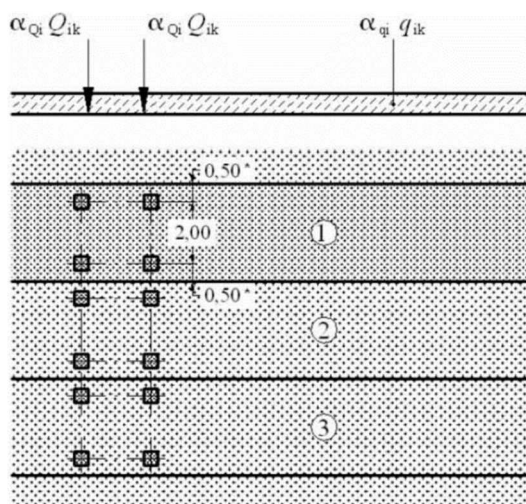
#### 5.4.1 Model zatížení 1 (LM1)

Model zatížení 1 (LM1) reprezentuje většinu účinků od osobních a nákladních automobilů. Tento model se používá především k návrhu hlavních prvků. Model zatížení 1 je složen ze soustředěného zatížení od dvojnápravy (TS) a rovnoměrného zatížení (UDL). Dvojnáprava TS je tvořena soustavou o tíze umístěné v každém zatěžovacím pruhu. V souladu s normou se

předpokládá pohyb v ose zatěžovacího pruhu, každá náprava je reprezentována kolem působícím poloviční silou na kontaktní ploše o velikosti čtverce o straně 0,4 m. Spolu s rovnoměrným zatížením se má uvážit pouze v nepříznivých oblastech příčnickových ploch. Charakteristické hodnoty, uvedené v Tab. 5, se pře násobí regulačními koeficienty  $\alpha$ .

Tab. 5: hodnoty dopravních zatížení LM1

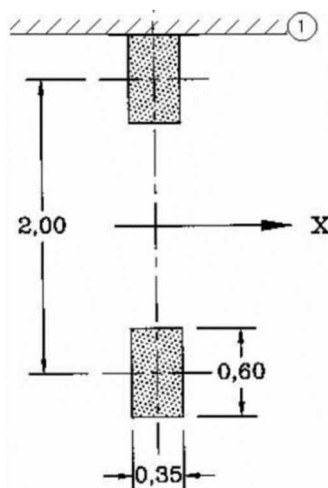
Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_k$ [kN]	$q_k$ (nebo $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5



Obr. 13: dopravní zatížení LM1

#### 5.4.2 Model zatížení 2 (LM2)

Model zatížení 2 reprezentuje jednu nápravovou sílu o velikosti  $\beta_Q \times Q_{ak}$ , kde  $\beta_Q = \alpha_{Q1}$  a  $Q_{ak} = 400$  kN včetně dynamického součinitele. Náprava může působit v kterémkoli místě vozovky, aby vyvolala maximální hledanou odezvu konstrukce. Dotyková plocha jednoho kola je definována obdélníkem o rozměrech 0,35 x 0,60 m a osové vzdálenosti 2,00 m. Používá se především pro lokální posouzení.



Obr. 14: model zatížení 2

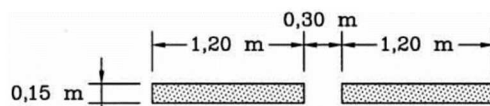
### 5.4.3 Model zatížení 3 (LM3)

Model zatížení 3 reprezentuje zatížení zvláštními vozidly. Norma udává normalizované typy zatěžovacích vozidel. Při návrhu mostní konstrukce musí zadavatel uvést, jaká nadměrná vozidla musí konstrukce převést. V našem případě se jedná o vozidlo hmotnosti 180 tun. Toto vozidlo se skládá z 9 dvojnáprav po 200 kN a nemůže překročit rychlost vyšší než 70 km/h. Roznášecí plocha je  $0,15 \times 1,20$  m. Při výskytu toho vozidla na mostě, musí být vyloučena jakákoliv jiná doprava. Regulační součinitel  $\alpha_{Q1}$  a  $\alpha_{q1}$  jsou rovny 1. Dynamický součinitel je  $\varphi=1,25$ .

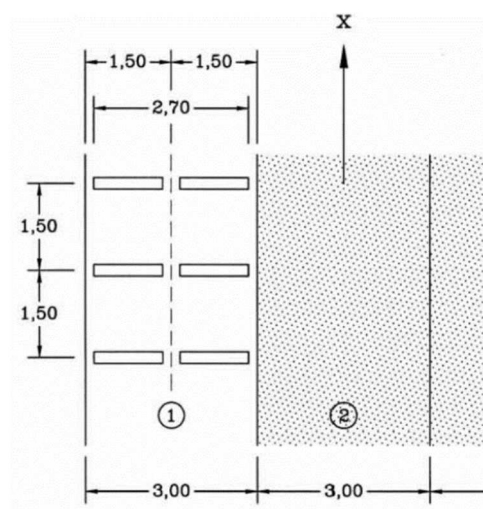
1 800 kN	12 náprav po 150 kN nebo 9 náprav po 200 kN	1 800/150 1 800/200
----------	--	------------------------

$n = 9 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$
--

Obr. 15: model zatížení 3







Obr. 16: velikost a rozmístění náprav LM3

#### 5.4.4 Model zatížení 4 (LM4)

Model zatížení 4 reprezentuje zatížení davem lidí. Používá se pro celková ověření a má se uvažovat výhradně v dočasných návrhových situacích. Model je tvořen rovnoměrným zatížením o velikosti  $q_{ch} = 5 \text{ kN/m}^2$  a jsou v něm rovněž zahrnuty dynamické účinky zatížení. Stejně jako v LM1 je nutné zatížení rozdělit do více zatěžovacích stavů, neboť na spojitém nosníku některá zatížení působí příznivě, a proto je nutné je vyloučit.

#### 5.4.5 Vodorovné síly od pohyblivého zatížení

Předchozí uvedené modely zatěžovaly konstrukci především ve svislém směru kolmo na mostovku. Brzdné a rozjezdové síly se uvažují jako podélné síly způsobující maximální hodnoty reakcí v uložení ve vodorovném směru. Tyto síly jsou přepočteny jako část největšího zatížení modelu LM1 reprezentujícího skladbu vozidel na komunikaci. Sílu je možné umístit do osy pruhů nebo osy vozovky, pokud vliv excentricity není významný. Rozjezdová síla je stejná jako brzdná síla, má stejné působíště, ale opačný směr. Tyto síly vyvozují kromě vodorovných sil v podporách také na hlavním spojitým nosníku nezanedbatelné ohybové momenty  $M_y$ . Na brzdné a rozjezdové síly se navrhují typy ložisek pro přenesení vodorovných sil. Brzdná síla  $Q_{lk}$  je omezena hodnotou 900 kN pro celou šířku mostu.

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,1 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \times 1 \times (2 \times 300) + 0,1 \times 1 \times 9 \times 3 \times 117 = 676 \text{ kN}$$

omezení pro brzdné síly:  $180 \leq 676 \leq 900$

V některých případech je potřeba definovat vodorovné síly souvisící s LM3. V našem případě nejsou větší než vodorovné síly LM1.

### 5.4.6 Odstředivé a příčné síly

Odstředivá síla se uvažuje jako příčná síla působící v úrovni vozovky. Most je v přímé, odstředivá síla je nulová. Uvažují se pouze síly vzniklé příčným bržděním a smykem, tato síla je rovna 25% hodnotě brzdných a rozjezdových sil.

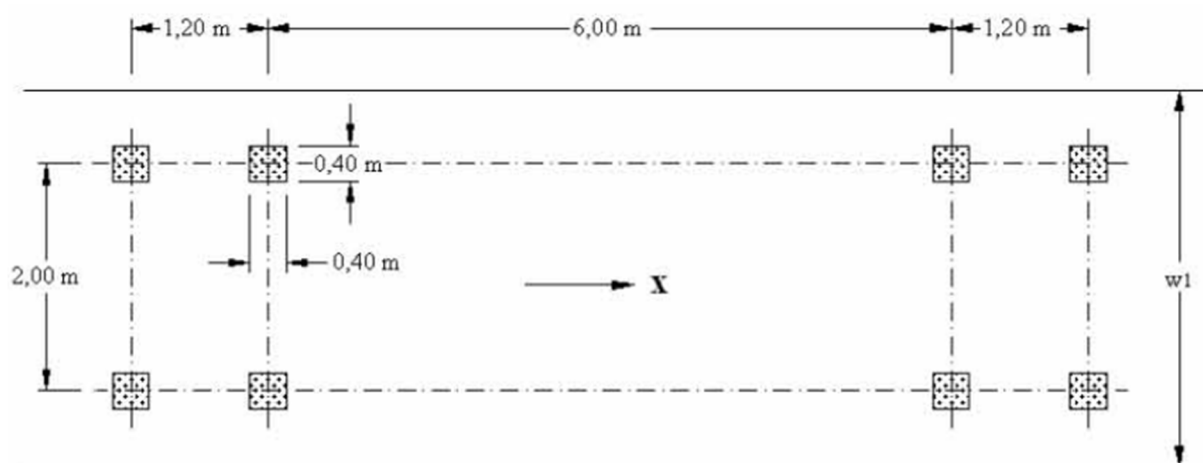
$$Q_{tk} = 0,25 \times Q_{lk} = 0,25 \times 676 = 169 \text{ kN}$$

### 5.4.7 Model zatížení na únavu

Doprava na mostě vyvolává spektrum napětí, které může způsobit únavu. Spektrum napětí závisí na geometrii vozidel, nápravových silách, vzdálenosti vozidel, skladbě dopravního proudu a jeho dynamických účincích. V normě [3] je definováno pět modelů zatížení na únavu od svislých sil.

V našem případě se použije model zatížení na únavu 3. Tento model se používá pro určení maximálních a minimálních napětí, čím se posoudí únavová životnost v závislosti na křivkách únavové pevnosti definované v [12]. Pro posouzení celkových účinků se model zatížení na únavu umísťuje do osy zatěžovacích pruhů. Pro posouzení lokálních účinků se umísťuje do středu zatěžovacích pruhů kdekoliv na vozovce.

Model zatížení na únavu 3 má čtyři nápravy, každá náprava má dvě identická kola. Síla na každou nápravu je 120,0 kN. Vzdálenost mezi oběma vozidly měřená mezi jejich středy není menší než 40,0 m. Dotyková plocha každého kola je čtverec o straně 0,40 m. Geometrické uspořádání je na obr.17.



Obr. 17: model zatížení na únavu 3

#### 5.4.8 Kombinace zatížení dopravou

Modely zatížení 1 – 4 se vzájemně vylučují. Jednotlivé modely se kombinují s ostatními zatíženími tak, aby bylo dosaženo nejnepříznivější situace a tím vyvození maximálních vnitřních sil v konstrukci. Metody pro stanovení kombinací zatížení jsou uvedeny v příloze A2 doplňující pravidla pro mosty v [2]. Popisují se zde doporučené návrhové hodnoty stálých, proměnných a mimořádných zatížení a součinitelů  $\psi$ . Tyto hodnoty se použijí k výpočtu mezních stavů použitelnosti i mezních stavů únosnosti při navrhování mostů pozemních komunikací, lávek pro chodce a železničních mostů. Současné působení všech modelů zatížení se má definovat podle Tab.6. Všechna zatížení se dohromady kombinují dle [1] podle následujících vzorců:

$$\text{Vzorec 6.10: } \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

$$\text{Vzorec 6.10a: } \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

$$\text{Vzorec 6.10b: } \sum_{j \geq 1} \xi_j \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Dle těchto vzorců se vybere nejnepříznivější kombinace.

Tab. 6: sestavy zatížení dopravou

Sestavy zatížení	hlavní složka	vedlejší složka
gr1a	LM1 (charakteristická hodnota)	zatížení chodníku (kombinační hodnota)
gr1b	LM2 (charakteristická hodnota)	-
gr2	brzdné a rozj. síly+odstř. síly a příčné síly (charakteristická hodnota)	LM1 (častá hodnota)
gr3	zatížení chodníku (charakteristická hodnota)	-
gr4	LM4 (charakteristická hodnota)	zatížení chodníku (charakteristická hodnota)
gr5	LM3 (charakteristická hodnota)	LM1 (podle zat. Stavů zvl. Vozidly)

Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  pro mosty pozemních komunikací jsou uvedeny v Tab.7.

Tab. 7: doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$

Typ zatížení	Značení		$\psi_0$	$\psi_{1,inf}$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou	gr1a (LM1 + zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,8	0,75	0
		UDL (rovnoměrné)	0,40	0,8	0,40	0
		chodci a cyklisti <sup>2)</sup>	0,40	0,8	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,8	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,8	0	0
	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)		0	0,8	0,75	0
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)		0	0	0	0
Zatížení větrem	$F_w$ – trvalé návrhové situace		0,6	0,6	0,2	0
	– dočasné návrhové situace		0,8	-	-	0
	$F_w^*$		1,0	1,0	-	-
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,8	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ – dočasné návrhové situace		0,8	-	-	-
Staveništní zatížení	$Q_c$		1,0	-	-	1,0

## 6 VÝPOČET

### 6.1 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH

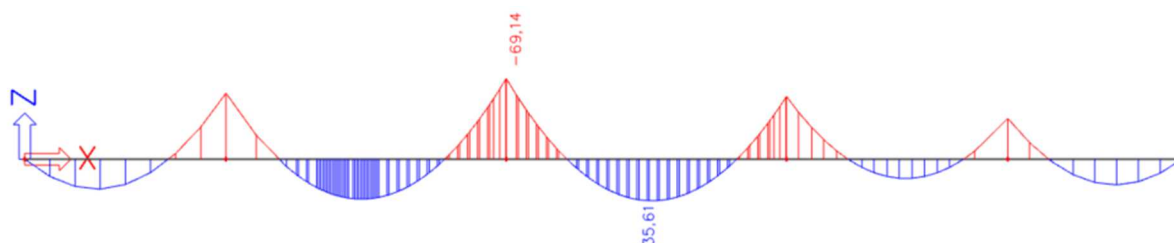
Před vytvořením numerického 3D modelu konstrukce a detailního posuzování hlavních nosníků, příčníků a detailů byl vytvořen předběžný „ruční“ návrh konstrukce. Tento model slouží k prvotnímu návrhu a ověření hlavního nosníku a příčniku základními posudky mezního stavu únosnosti. Jelikož se jedná o předběžný návrh, konstrukce byla zatížena pouze stálým zatížením a proměnným zatížením od dopravy LM1.

Konstrukce mostu tvoří v podélném směru spojitý nosník o různém rozpětí polí, takže nelze použít statické tabulky k zjištění momentových příčinků. Proto byl vytvořen jednoduchý jednotkový model, ze kterého se získaly momentové příčinky od stálého zatížení, od rovnoměrného zatížení od dopravy a nápravových sil. Pro výpočet příčinků od dopravy bylo vytvořeno více zatěžovacích stavů reprezentující uspořádání na vozovce. Byly vybrány vždy nejvíce nepříznivé účinky na konstrukci pro oba momenty.

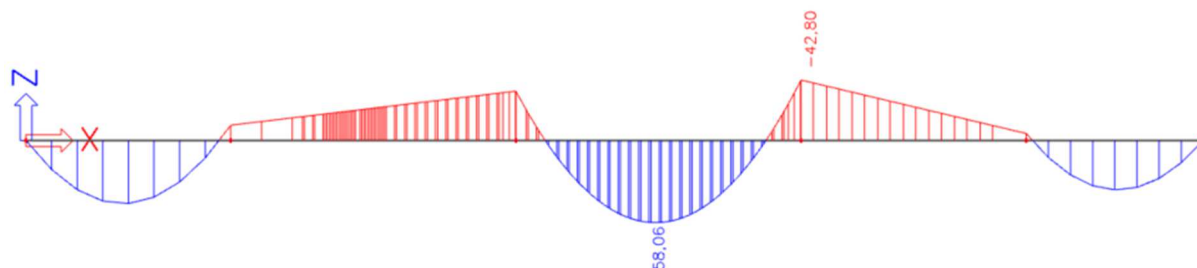
Při návrhu spřaženého ocelobetonového nosníku může být, i přes nepříznivé zatížení průřezu samotného I profilu, použit předpoklad plastického rozdělení napětí po průřezu (pro mezní stav únosnosti). V oblasti kladných momentů, ŽB deska stabilizuje tlačnou (horní) pásnici I profilu – beton v tlaku, ocel v tahu, atd. Při záporném ohybovém momentu působí ocelový nosník v tlaku a betonová deska v tahu. Jelikož se s tahovou pevností betonu nepočítá, je nutné navrhnout betonářskou výztuž. Ta bude provedena z oceli B500B. Z informací získaných z tohoto předběžného modelu se zjistili základní parametry konstrukce, které se dále využijí v numerickém 3D modelu. Při návrhu se použije ocel S355 spolu s betonem C35/45.

### 6.1.1 Hlavní nosník

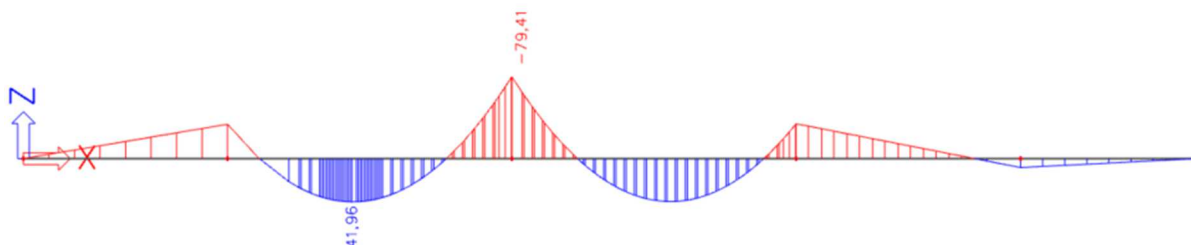
Hlavní nosníky jsou vzdáleny od osy vozovky 4 m. Rozpětí jednotlivých polí je 20,0 + 27,85 + 27,85 + 22,0 + 17,3 m. Navrhuje se pole s největším rozpětím nosníku 27.85 m (pole 2,3).



Obr. 18: momentový průběh stálého zatížení



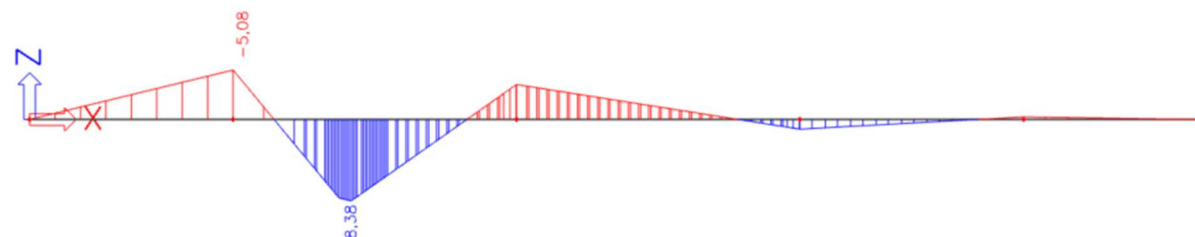
Obr. 19: momentový průběh spojitěho zatížení od dopravy pro kladný ohybový moment



Obr. 20: momentový průběh spojitěho zatížení od dopravy pro záporný ohybový moment



Obr. 21: momentový příčinek nápravových sil pro kladný ohybový moment



Obr. 22: momentový příčinek nápravových sil pro záporný ohybový moment

Tab. 8: momentové příčinky

příčinky		
	kladné	záporné
stálé	35,61	69,14
doprava - spojitě	58,09	79,41
doprava - nápravy	8,82	5,08

### Stálé zatížení

Moment od stálého zatížení se vypočte jako daný příčinek  $\times$  dané zatížení. Výpočet uveden níže pro každý moment zvlášť.

Tab. 9: stálé zatížení

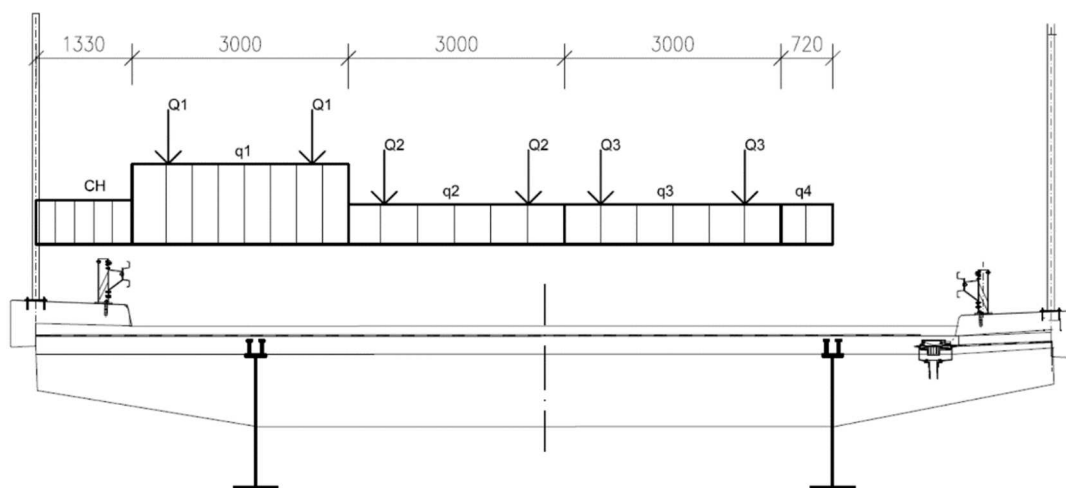
popis		charak. [kN/m]	$\gamma$	návrh. [kN/m]
ŽB deska		88,125	1,35	118,969
2x nosník		11,932	1,35	16,108
celkem - montážní stav		100,057	1,35	135,077
na 1 nosník (zanedbává se nesymetrie mostu)	$g_1 =$	50,029	1,35	67,538
vozovka		40,250	1,35	54,338
římsa pravá		14,630	1,35	19,751
římsa levá		14,630	1,35	19,751
svodidlo pravé		1,000	1,35	1,350
svodidlo levé		1,000	1,35	1,350
PHS		4,360	1,35	5,886
PHS		4,360	1,35	5,886
celkem - provozní stav		80,230	1,35	108,311
na 1 nosník (zanedbává se nesymetrie mostu)	$g_2 =$	40,115	1,35	54,155

Zatížení od dopravy

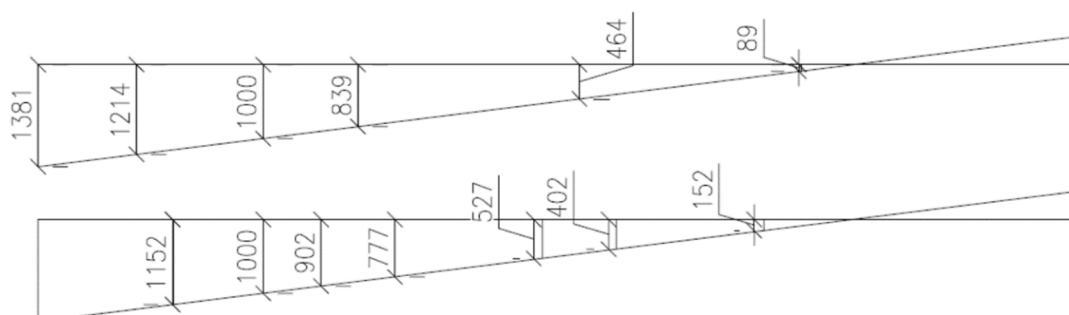
Pro návrh a dimenzaci byl použit Model zatížení 1 (LM1). Hodnoty zatížení jsou v Tab. 10. Rozložení zatěžovacích pruhů a nápravových sil je znázorněno na Obr. 23. Pod nimi je znázornění příčinku zatížení na první nosník (Obr. 24).

Tab. 10: hodnoty zatížení od dopravy LM1

LM1:	1	Q	150 kN
		q	9 kN/m
	2	Q	100 kN
		q	2,5 kN/m
	3	Q	50 kN
		q	2,5 kN/m
	4	q	2,5 kN/m
	CHODNÍK	q	3 kN/m



Obr. 23: rozložení dopravního zatížení na mostě



Obr. 24: příčinkové čáry prvního nosníku

Výpočet momentu od spojitého zatížení dopravou:

$$M_{qi} = q_i \times l_q \times \text{průměr pořadnic} \times \text{momentový příčinek}$$



Tab. 11: LM1 spojité zatížení

název	pořadnice levá	pořadnice pravá	pořadnice průměr	$q_{ki}$ [kN/m]	délka [m]	$\alpha$	$\gamma$	$q_d$ [kN/m]
$q_{CH}$	1,3813	1,215	1,29815	3	1,33	1,2	1,35	4,86
$q_1$	1,215	0,84	1,0275	9	3	1	1,35	12,15
$q_2$	0,84	0,465	0,6525	2,5	3	2,4	1,35	8,1
$q_3$	0,465	0,09	0,2775	2,5	3	1,2	1,35	4,05
$q_4$	0,09	0	0,045	2,5	0,72	1,2	1,35	4,05

Výpočet momentu od nápravových sil:

$$M_{Qi} = Q_i \times \text{pořadnice} \times \text{momentový příčinek}$$

Tab. 12: LM1 síly od náprav

název	pořadnice	součet $Q_{ki}$ [kN]	$\alpha$	$\gamma$	$Q_{di}$ [kN]
$Q_1$ L	1,1525	300	1	1,35	405
$Q_1$ P	0,9025	300	1	1,35	405
$Q_2$ L	0,7775	200	1	1,35	270
$Q_2$ P	0,5275	200	1	1,35	270
$Q_3$ L	0,4025	100	1	1,35	135
$Q_3$ P	0,1525	100	1	1,35	135

### Kladný moment

Moment od stálého zatížení (vlastní tíha):

$$M_{g_0}^+ = g_{0,d} \times 35,61 = 67,54 \times 35,61 = 2405,05 \text{ kNm}$$

Moment od zbytku stálého zatížení:

$$M_{g_1}^+ = g_{1,d} \times 35,61 = 54,16 \times 35,61 = 1928,47 \text{ kNm}$$

Moment od spojitého zatížení od dopravy:

Tab. 13: moment od spojitého zatížení od dopravy – kladný moment

$M_{,qCH} =$	487,43214	kNm
$M_{,q1} =$	2175,6085	kNm
$M_{,q2} =$	921,06052	kNm
$M_{,q3} =$	195,8577	kNm
$M_{,q4} =$	7,6225698	kNm
suma	3787,5814	kNm



Moment od nápravových sil:

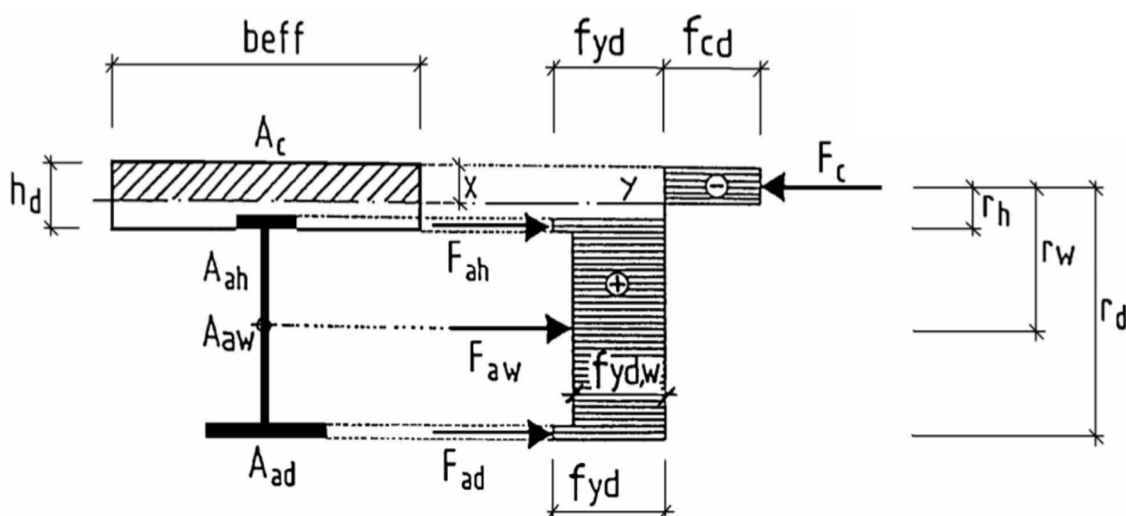
Tab. 14: moment od nápravových sil – kladný moment

$M_{Q1,L} =$	4116,8453	kNm
$M_{Q1,P} =$	3223,8203	kNm
$M_{Q2,L} =$	1851,5385	kNm
$M_{Q2,P} =$	1256,1885	kNm
$M_{Q3,L} =$	479,25675	kNm
$M_{Q3,P} =$	181,58175	kNm
suma	11109,231	kNm

Celkový kladný moment:

$$M_{sd}^+ = M_{g0}^+ + M_{g1}^+ + \sum M_{qi}^+ + \sum M_{Qi}^+ = 2405,05 + 1928,47 + 3787,58 + 11109,23 \\ = 19230,3 \text{ kNm}$$

Neutrální osa prochází betonovou deskou. Momentová únosnost průřezu byla vypočtena podle schématu na Obr.25.



Obr. 25: momentová únosnost průřezu s neutrální osou procházející betonovou deskou

Musí platit podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$F_c = F_{ah} + F_{aw} + F_{ad}$$

Momentová únosnost průřezu se vypočítá následovně:

$$M_{pl,Rd} = F_{ad} \times r_d + F_{aw} \times r_w + F_{ah} \times r_h$$

Tab. 15: posouzení únosnosti kladného momentu

posouzení únosnosti na kladný moment		
ozn.	název	hodnota
$t_w$ [mm]	tloušťka stojiny	20
$h_w$ [mm]	výška stojiny	1800
$t_{f,h}$ [mm]	tloušťka horní pásnice	30
$b_{f,h}$ [mm]	šířka horní pásnice	400
$t_{f,d}$ [mm]	tloušťka dolní pásnice	40
$b_{f,d}$ [mm]	šířka dolní pásnice	700
$A_a$ [mm <sup>2</sup> ]	průřezová plocha	76000
$b_{eff}$ [mm]	efektivní šířka betonu	7050
$t_c$ [mm]	tloušťka betonové desky	250
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	efektivní plocha betonu	1762500
$x$ [mm]	poloha neutrální osy	192,96
pozn: NO prochází betonovou deskou		
$M_{Sd}$ [kNm]	Maximální ohybový moment	19230,33
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	Moment únosnosti průřezu	31877,36
<b>posudek:</b>	<b>spřažený průřez vyhoví</b>	

Záporný moment

Moment od stálého zatížení (vlastní tíha):

$$M_{g_0}^- = g_{0,d} \times 69,14 = 67,54 \times 69,14 = 4669,61 \text{ kNm}$$

Moment od zbytku stálého zatížení:

$$M_{g_1}^- = g_{1,d} \times 69,14 = 54,16 \times 69,14 = 3744,29 \text{ kNm}$$

Moment od spojitého zatížení od dopravy:

Tab. 16: moment od spojitého zatížení od dopravy – záporný moment

$M_{qCH} =$	666,3279	kNm
$M_{q1} =$	2974,093	kNm
$M_{q2} =$	1259,105	kNm
$M_{q3} =$	267,7407	kNm
$M_{q4} =$	10,42018	kNm
suma	5177,687	kNm

Moment od nápravových sil:

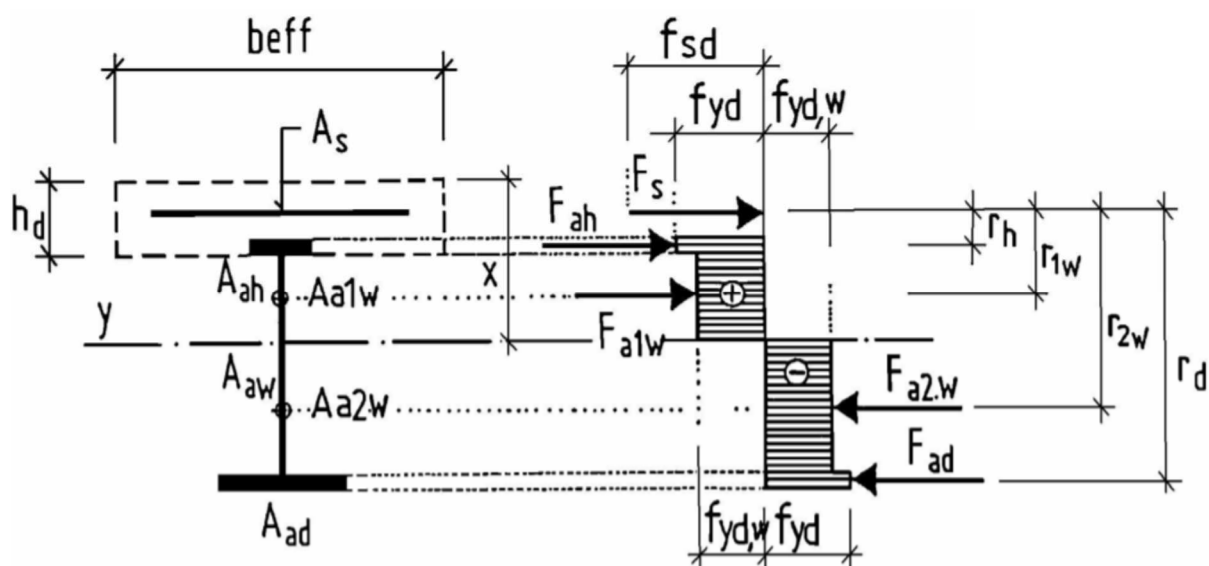
Tab. 17: moment od nápravových sil – záporný moment

$M_{Q1,L} =$	2371,1535	kNm
$M_{Q1,P} =$	1856,8035	kNm
$M_{Q2,L} =$	1066,419	kNm
$M_{Q2,P} =$	723,519	kNm
$M_{Q3,L} =$	276,0345	kNm
$M_{Q3,P} =$	104,5845	kNm
suma	6398,514	kNm

Celkový záporný moment:

$$M_{sd}^- = M_{g_0}^- + M_{g_1}^- + \sum M_{q_i}^- + \sum M_{Q_i}^- = 4669,61 + 3744,29 + 5177,69 + 6398,51 \\ = 19990,1 \text{ kNm}$$

Průřez se nachází v oblasti záporného momentu. Neutrální osa tedy prochází ocelovou stojinou. Momentová únosnost průřezu byla vypočtena podle schématu na Obr.26.



Obr. 26: momentová únosnost průřezu s neutrální osou procházející ocelovou stojinou

Musí platit podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$F_s + F_{ah} + F_{a1w} = F_{a2w} + F_{ad}$$

Momentová únosnost průřezu se vypočítá následovně:

$$M_{pl,Rd} = F_{ad} \times r_d + F_{a2w} \times r_{2w} - F_{a2w} \times r_{1w} - F_{ah} \times r_h$$

Tab. 18: posouzení únosnosti záporného momentu

posouzení únosnosti na kladný moment		
ozn.	název	hodnota
$t_w$ [mm]	tloušťka stojiny	20
$h_w$ [mm]	výška stojiny	1800
$t_{f,h}$ [mm]	tloušťka horní pásnice	30
$b_{f,h}$ [mm]	šířka horní pásnice	400
$t_{f,d}$ [mm]	tloušťka dolní pásnice	40
$b_{f,d}$ [mm]	šířka dolní pásnice	700
$A_a$ [mm <sup>2</sup> ]	průřezová plocha	76000
$W_{a,pl}$ [mm <sup>3</sup> ]	modul pružnosti ocelového profilu	49740000
$b_{eff}$ [mm]	efektivní šířka betonu	3878
$t_c$ [mm]	tloušťka betonové desky	250
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	efektivní plocha betonu	969462
$c$ [mm]	krytí betonářské výztuže	50
$d$ [mm]	průměr betonářské výztuže	25
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	celková plocha betonářské výztuže	8836
$x$ [mm]	poloha neutrální osy	1029,46
pozn: NO prochází ocelovou stojinou		
$M_{Sd}$ [kNm]	Maximální ohybový moment	19990,11
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	Moment únosnosti průřezu	21602,92
<b>posudek:</b> <b>spřažený průřez vyhoví</b>		

### 6.1.2 Příčník

Příčníky staticky působí jako prosté nosníky s převislými konci. Jsou symetrické, oba převislé konce mají délku 3,05 m. Prostřední pole má rozpětí 8 m. Osová vzdálenost mezi příčníky byla zvolena konzervativně 2,5 m.

#### Stálé zatížení

Ohybové momenty od stálého zatížení byly vypočteny v programu SCIA Engineer.

Tab. 19: stálé zatížení příčníků

popis		charak.	$\gamma$	návrh.
		[kN/m]		[kN/m]
ŽB deska		18,75	1,35	25,3125
příčník		3,768	1,35	5,0868
celkem - montážní stav		22,518	1,35	30,3993
vozovka		8,75	1,35	11,8125
římsa pravá		18,75	1,35	25,3125
římsa levá		18,75	1,35	25,3125
		[kN]		[kN]
římsa pravá		12,2	1,35	16,47
římsa levá		12,2	1,35	16,47
svodidlo pravé		2,5	1,35	3,375
svodidlo levé		2,5	1,35	3,375
PHS		10,9	1,35	14,715
PHS		10,9	1,35	14,715

Byly uvažovány 2 zatěžovací stavy. První zatěžovací stav byla vlastní tíha příčníku a železobetonová deska, který vyvolal největší kladný ohybový moment v poli viz. Obr. 27. Druhý zatěžovací stav bylo celkové stálé zatížení, které způsobilo největší záporný ohybový moment nad podporou, viz. Obr. 30.

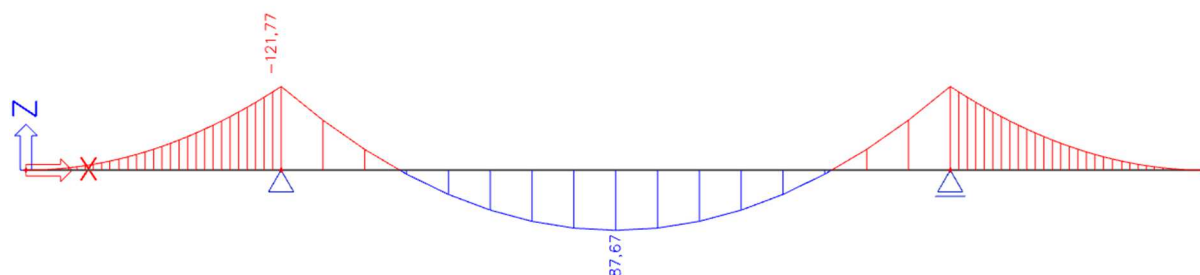
#### Zatížení od dopravy

Pro návrh a dimenzaci byl použit Model zatížení 1 (LM1). Hodnoty zatížení jsou v Tab. 10. Rozložení zatěžovacích pruhů, nápravových sil a příčinek zatížení na příčník je znázorněn na Obr. 28 pro kladný moment a na Obr. 31 pro záporný moment. Bylo vytvořeno několik zatěžovacích stavů umístění LM1 na příčníku pro kladný i záporný moment. Do výpočtu byly vybrány ty nejnejpříznivější. Nápravové síly byly zmenšeny o 25 % z důvodu jejich rozmístění v podélném směru, protože leží na rozhraní zatěžovacích šířek příčníků.

Výpočet momentu od spojitého zatížení dopravou a od nápravových sil je stejný jako v kap. 6.1.1. Momentové příčinky jsou uvedeny v Tab.8.

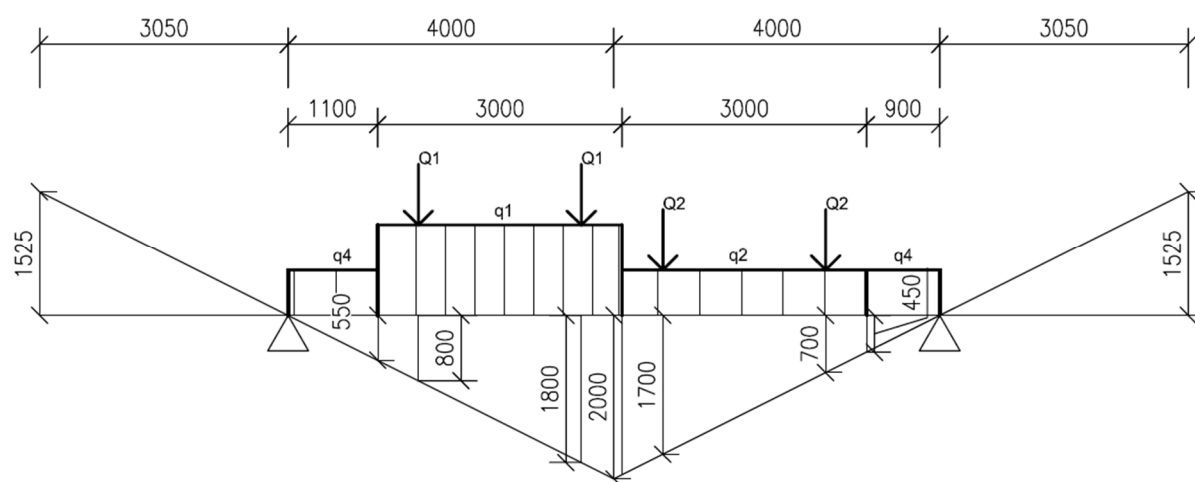
#### Kladný moment

Moment od stálého zatížení (vlastní tíha):



Obr. 27: kladný ohybový moment na příčniku

Pro umístění LM1 na příčník byly použity Winklerovo, Břemenovo a Šolínovo kritérium.



Obr. 28: Rozložení zatěžovacích pruhů, nápravových sil a příčinek zatížení na příčník

Tab. 20: LM1 spojité zatížení KM – příčník

název	pořadnice levá	pořadnice pravá	pořadnice průměr	$q_{ki}$ [kN/m]	délka [m]	$\alpha$	$\gamma$	$q_d$ [kN/m]
$q_4$	0	0,55	0,275	2,5	1,1	1,2	1,35	4,05
$q_1$	0,55	2	1,275	9	3	1	1,35	12,15
$q_2$	2	0,45	1,225	2,5	3	2,4	1,35	8,1
$q_4$	0,45	0	0,225	2,5	0,9	1,2	1,35	4,05

Tab. 21: LM1 nápravové síly KM – příčník

název	pořadnice	součet $Q_{ki}$ [kN]	$\alpha$	$\gamma$	$Q_{di}$ [kN]
$Q_1$ L	0,8	225	1	1,35	303,75
$Q_1$ P	1,8	225	1	1,35	303,75
$Q_2$ L	1,7	150	1	1,35	202,5
$Q_2$ P	0,7	150	1	1,35	202,5

Moment od spojitého zatížení od dopravy:

Tab. 22: moment od spojitého zatížení od dopravy na příčník– kladný moment

$M_{,q4} =$	71,16751	kNm
$M_{,q1} =$	2699,66	kNm
$M_{,q2} =$	1729,194	kNm
$M_{,q4} =$	47,64106	kNm
suma	4547,663	kNm

Moment od nápravových sil:

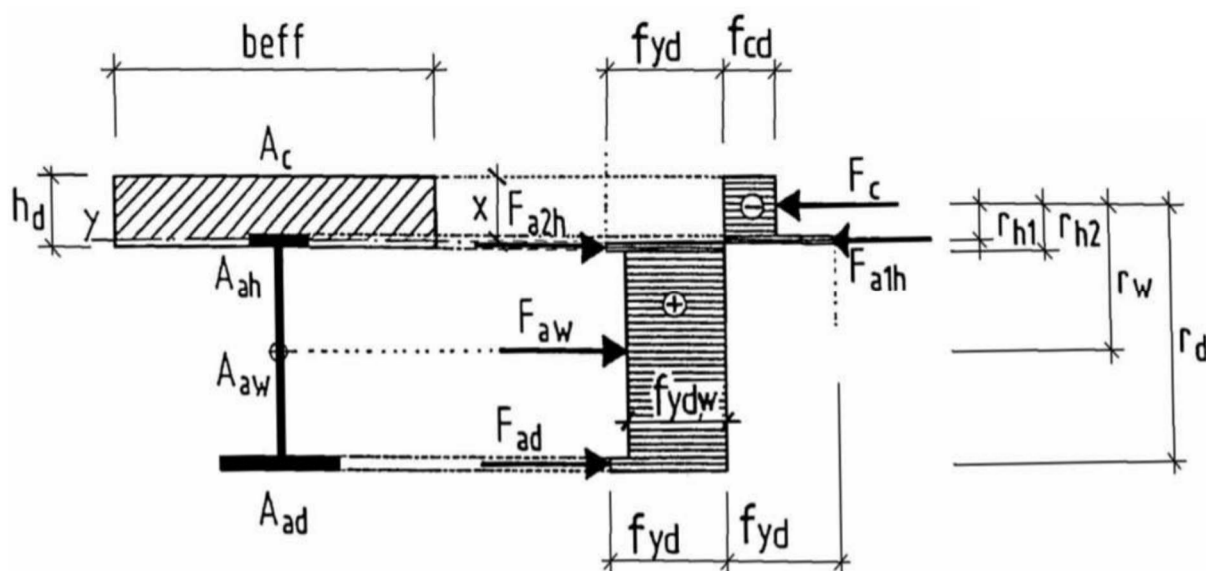
Tab. 23: moment od nápravových sil na příčník– kladný moment

$M_{,Q1,L} =$	2143,26	kNm
$M_{,Q1,P} =$	4822,335	kNm
$M_{,Q2,L} =$	3036,285	kNm
$M_{,Q2,P} =$	1250,235	kNm
suma	11252,12	kNm

Celkový kladný moment:

$$M_{sd}^+ = M_g^+ + \sum M_{qi}^+ + \sum M_{Qi}^+ = 87,67 + 4547,66 + 11252,12 = 15887,4 \text{ kNm}$$

Neutrální osa prochází ocelovou pásnicí. Momentová únosnost průřezu byla vypočtena podle schématu na Obr.29.



Obr. 29: momentová únosnost průřezu s neutrální osou procházející ocelovou stojinou

Musí platit podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$F_c + F_{a1h} = F_{aw} + F_{ad} + F_{a2h}$$



Momentová únosnost průřezu se vypočítá následovně:

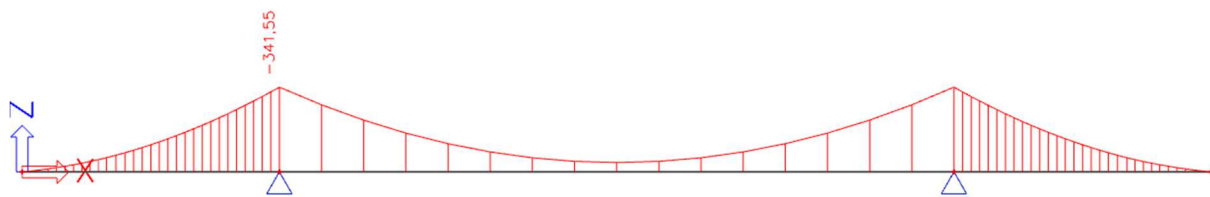
$$M_{pl,Rd} = F_{ad} \times r_d + F_{aw} \times r_w + F_{a2h} \times r_{2h} - F_{a1h} \times r_{1h}$$

Tab. 24: posouzení únosnosti kladného momentu – příčník

posouzení únosnosti na kladný moment		
ozn.	název	hodnota
$t_w$ [mm]	tloušťka stojiny	20
$h_w$ [mm]	výška stojiny	1200
$t_{f,h}$ [mm]	tloušťka horní pásnice	20
$b_{f,h}$ [mm]	šířka horní pásnice	200
$t_{f,d}$ [mm]	tloušťka dolní pásnice	40
$b_{f,d}$ [mm]	šířka dolní pásnice	500
$A_a$ [mm <sup>2</sup> ]	průřezová plocha	48000
$b_{eff}$ [mm]	efektivní šířka betonu	2500
$t_c$ [mm]	tloušťka betonové desky	300
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	efektivní plocha betonu	750000
$x$ [mm]	poloha neutrální osy	15,25
	pozn: NO prochází ocelovou pásnicí	
$M_{Sd}$ [kNm]	Maximální ohybový moment	15887,45
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	Moment únosnosti průřezu	16622,47
<b>posudek:</b>	<b>spřažený průřez vyhoví</b>	

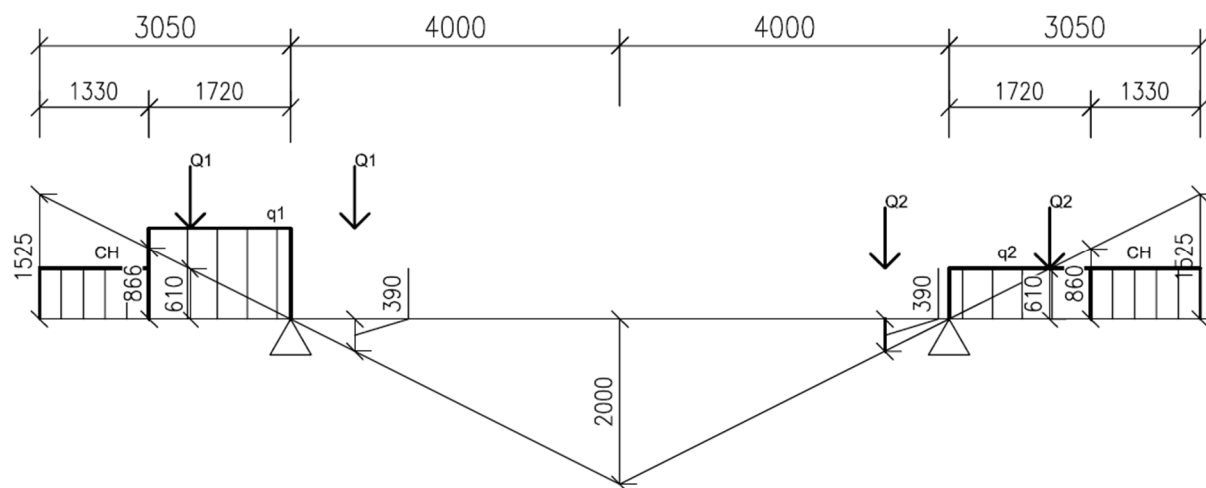
### Záporný moment

Moment od stálého zatížení (vlastní tíha + ostatní stálé):



Obr. 30: záporný ohybový moment na příčníku





Obr. 31: Rozložení zatěžovacích pruhů, nápravových sil a příčinek zatížení na příčník ZM

Tab. 25: LM1 spojitě zatížení ZM – příčník

název	pořadnice levá	pořadnice pravá	pořadnice průměr	$q_{ki}$ [kN/m]	délka [m]	$\alpha$	$\gamma$	$q_d$ [kN/m]
$q_{CH}$	1,525	0,86	1,1925	3	1,33	1,2	1,35	4,86
$q_1$	0,86	0	0,43	9	1,72	1	1,35	12,15
$q_2$	0	0,86	0,43	2,5	1,72	2,4	1,35	8,1
$q_{CH}$	0,86	1,525	1,1925	3	1,33	1,2	1,35	4,86

Tab. 26: LM1 nápravové síly ZM – příčník

název	pořadnice	součet $Q_{ki}$ [kN]	$\alpha$	$\gamma$	$Q_{di}$ [kN]
$Q_1$ L	0,61	225	1	1,35	303,75
$Q_1$ P	-0,39	225	1	1,35	303,75
$Q_2$ L	-0,39	150	1	1,35	202,5
$Q_2$ P	0,61	150	1	1,35	202,5

Moment od spojitěho zatížení od dopravy:

Tab. 27: moment od spojitěho zatížení od dopravy na příčník– záporný moment

$M_{qCH} =$	612,099	kNm
$M_{q1} =$	713,589	kNm
$M_{q2} =$	475,726	kNm
$M_{qCH} =$	612,099	kNm
suma	2413,51	kNm

Moment od nápravových sil:

Tab. 28: moment od nápravových sil na příčník– kladný moment

$M_{Q1,L} =$	941,261	kNm
$M_{Q1,P} =$	-601,79	kNm
$M_{Q2,L} =$	-401,193	kNm
$M_{Q2,P} =$	627,507	kNm
suma	565,785	kNm

Celkový záporný moment:

$$M_{Sd}^- = M_g^- + \sum M_{qi}^- + \sum M_{Q_i}^- = 341,55 + 2413,51 + 565,79 = 3320,85 \text{ kNm}$$

Průřez se nachází v oblasti záporného momentu. Neutrální osa tedy prochází ocelovou stojinou.

Momentová únosnost průřezu byla vypočtena podle schématu na obr.26.

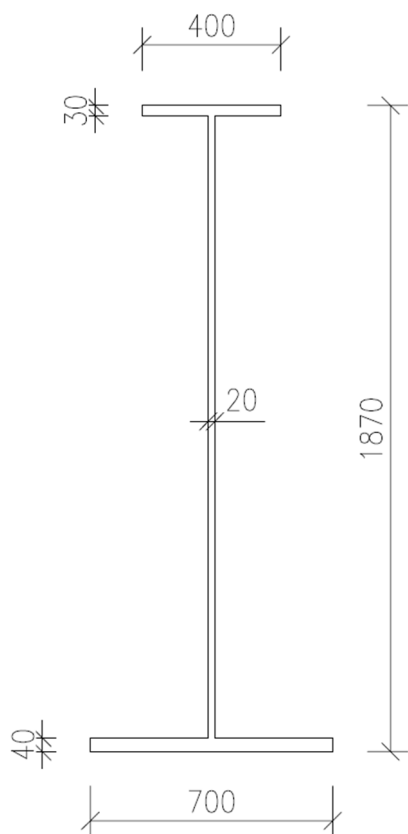
Tab. 29: posouzení únosnosti záporného momentu – příčník

posouzení únosnosti na kladný moment		
ozn.	název	hodnota
$t_w$ [mm]	tloušťka stojiny	20
$h_w$ [mm]	výška stojiny	1200
$t_{f,h}$ [mm]	tloušťka horní pásnice	20
$b_{f,h}$ [mm]	šířka horní pásnice	200
$t_{f,d}$ [mm]	tloušťka dolní pásnice	40
$b_{f,d}$ [mm]	šířka dolní pásnice	500
$A_a$ [mm <sup>2</sup> ]	průřezová plocha	48000
$W_{a,pl}$ [mm <sup>3</sup> ]	modul pružnosti ocelového profilu	3,17E+07
$b_{eff}$ [mm]	efektivní šířka betonu	2500
$t_c$ [mm]	tloušťka betonové desky	300
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	efektivní plocha betonu	750000
$c$ [mm]	krytí betonářské výztuže	75
$d$ [mm]	průměr betonářské výztuže	22
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	celková plocha betonářské výztuže	3421
$x$ [mm]	poloha neutrální osy	895,25
	pozn: NO prochází ocelovou stojinou	
$M_{Sd}$ [kNm]	Maximální ohybový moment	3320,85
$M_{pl,Rd}$ [kNm]	Moment únosnosti průřezu	12437,41
<b>posudek:</b>	<b>spřažený průřez vyhoví</b>	

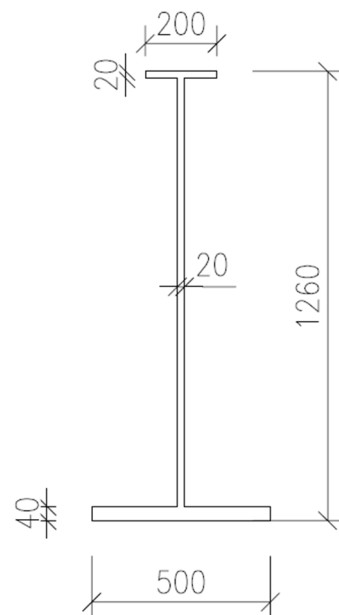
### 6.1.3 Shrnutí předběžného návrhu

Byl vytvořen předběžný návrh hlavních nosníků a příčníků. Pro návrh byl použit pouze model zatížení 1 dopravou a stálé zatížení. Byly zanedbány účinky dotvarování a smršťování betonu,

dále pak zatížení teplotou, větrem. Také poklesy podpory nebyly brány v úvahu. Proto nebyly prvky dimenzovány na 100 %. Hlavní nosník i příčník byly ověřeny pro montážní stav. Jelikož jednotlivé prvky působily samostatně, dalo by se očekávat, že při spolupůsobení si budou jednotlivé prvky konstrukce pomáhat a tím se navržené rozměry zmenší. Nesmíme však zapomenout, že při přidání zatížení se zvýší vnitřní síly, tudíž se předpokládá, že rozměry jednotlivých prvků zůstanou neměnné. Navržené předběžné rozměry hlavního nosníku jsou na Obr. 33 a příčníku na Obr. 32.



Obr. 33: předběžné rozměry hlavního nosníku



Obr. 32: předběžné rozměry příčníku

## 6.2 NUMERICKÝ 3D MODEL S VYUŽITÍM MKP

Výpočetním model se snažíme reálnou stavební konstrukci převést na systém jednoduchých konstrukčních prvků (nosníky, příčníky, deska). Těmto prvkům se musí přiřadit jednotlivé parametry tak, aby co nejlépe vystihovaly skutečnost. Výpočetní software je pouze nástroj, který nám dopomáhá k daným výsledkům. Nejdůležitější faktorem je projektant, který zadává vstupy do programu a záleží tedy na jeho znalostech a zkušenostech.

Z hlediska geometrie konstrukčních prvků máme k dispozici 3 typy konečných prvků. Jsou to: prutový 1D prvek, plošný 2D prvek a objemový 3D prvek. Kombinací těchto prvků lze vytvořit prostorový model, který poskytuje více či méně přesné výsledky. Se složitějším

modelem roste náročnost na výpočetní techniku, ale neznamená to, že dostaneme přesnější výsledky. Jednodušší modely poskytují sice omezené množství výsledků, ale jsou lehce kontrolovatelné a v praxi využívané.

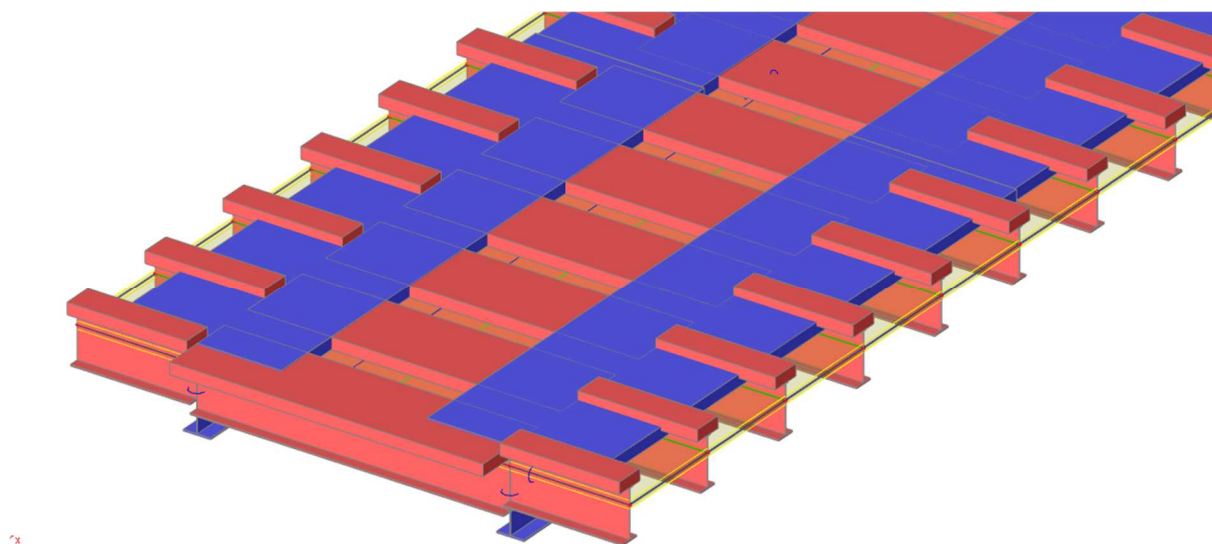
Z předchozího předběžného modelu se získaly informace o hlavních nosných prvcích, které se dále využijí při tvorbě 3D modelu v software SCIA Engineer 17.1.

### 6.2.1 Typy modelů

Byly vytvořeny dva různé typy numerický modelů. Prutový model (označený č.1) a desko-prutový model (označený č.2), oba tyto modely byly srovnány s „ručním výpočtem“.

#### Prutový model

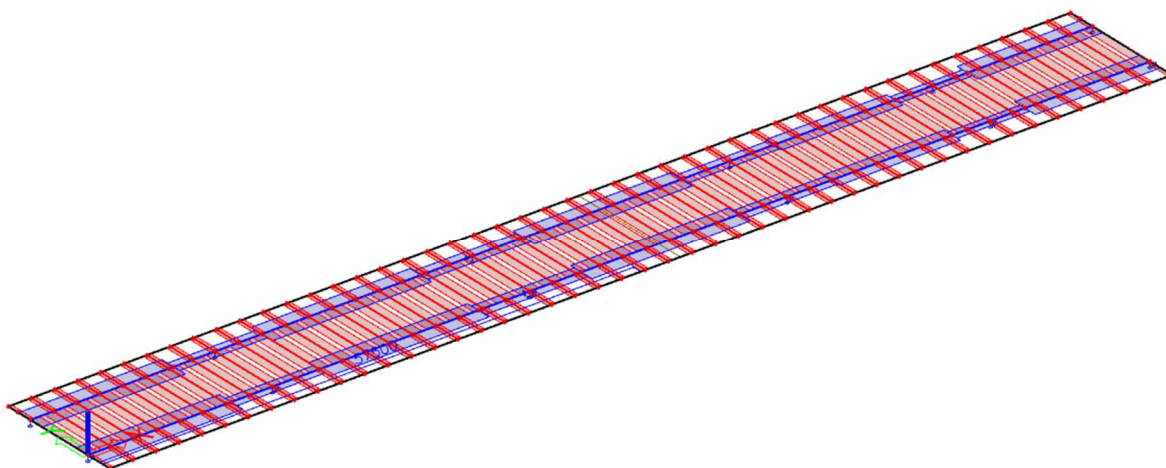
Jedná o soustavu jednotlivých prutů. Každému prutu byly přiřazeny průřezové a materiálové charakteristiky. Tzn. že průřez tvoří svařený ocelový I-profil a železobetonová deska. Jelikož jednotlivé průřezy obsahují ŽB desku, byl na konstrukci položen zatěžovací panel pro přenos plošného zatížení, působící ve směrech  $x$  i  $y$ . Zatěžovací panel má ale svá omezení. Konkrétně je to nemožnost zadat dopravní zatížení ani volné bodové síly, což ztěžuje přenos dopravního zatížení. Dále spřažený průřez neumožňuje vytvoření náběhů na konci příčníků. Protože na prutech není deska, ale zatěžovací panel, nelze dostat vnitřní síly na desce. Výhodou tohoto modelu oproti modelu č.2 je, že vnitřní síly, které dostaneme na prvku (T-průřez) jsou celkové vnitřní síly, na které můžeme nadimenzovat a posoudit jednotlivé prvky.



Obr. 34: prutový model

Desko - prutový model

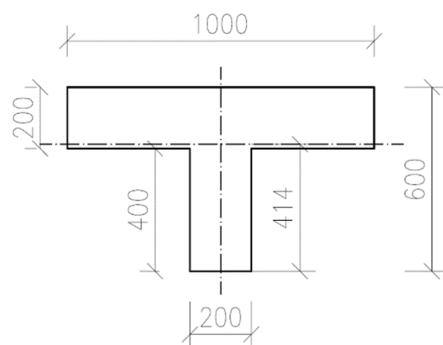
Desko – prutový model je velmi často využívaný v praxi. Skládá se z plošných prvků, které reprezentují mostovku. Dále z prutových prvků (hlavní nosníky a příčníky), které jsou připojeny k desce jako žebra, čímž je realizováno spřažení automaticky, protože deska i pruty mají stejné deformace v uzlech. Napojení přes žebra má výhodu i v tom, že lze zadat spolupůsobící šířku desky každého prutu, která je u tohoto modelu velice důležitá. Výhodou desko – prutového modelu je jeho univerzálnost. Lze na něj zadat jakékoliv zatížení: dopravní, volné, bodové atd. Jelikož jsou příčníky modelovány jako pruty, lze na nich vytvořit náběh, který se vyskytuje na reálné konstrukci, oproti modelu č. 1. Jednotlivé pruty jsou připojeny na excentricitě vůči desce. Asi jedinou nevýhodou modelu č. 2 je interpretace výsledků, protože oproti modelu č. 1, který působí jako T-průřez, se výsledky „rozpadnou“ na 4 podsložky, které je potřeba superponovat, abychom dostali celkové výsledky.



Obr. 35: desko – prutový model s viditelnými žebry a efektivními šířkami

Zjištění výsledků

Jak bylo napsáno výše, výsledky lze získat superpozicí. Pro lepší pochopení tohoto problému, byl vytvořen velice jednoduchý model, který znázorní celý problém. Na Obr.36 je zobrazen zkoumaný průřez a jeho rozměry. Jeho neutrální osa je vzdálena 414 mm od spodního okraje.



Obr. 36: T-průřez

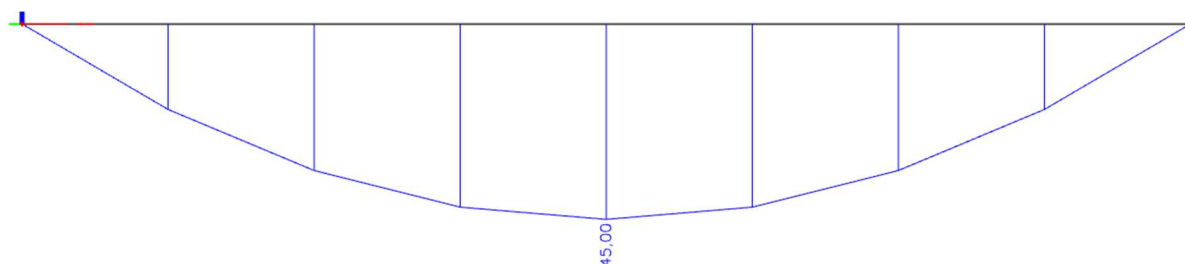
Byly vymodelovány 2 různé průřezy se stejnými rozměry, stejné délky 6 m a zatížením 10 kN/m. Na Obr. 37 vpravo je T-průřez odpovídající modelu č. 1. Vlevo pak deska s žebrem na excentricitě připojeným jako žebro odpovídající modelu č. 2. Uložení je realizováno jako prostý nosník.



Obr. 37: Vlevo deska s prutem, vpravo T-průřez

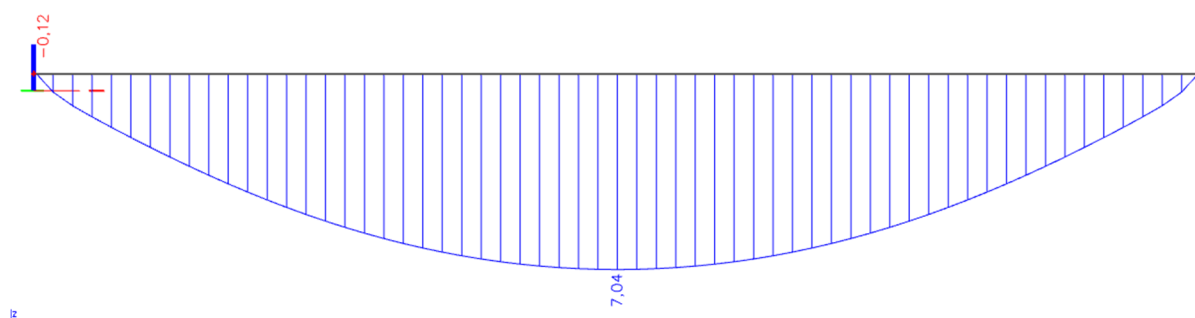
Ohybový moment na prostém nosníku od daného zatížení je:

$$M = \frac{1}{8} \times q \times l^2 = \frac{1}{8} \times 10 \times 6^2 = 45 \text{ kNm}$$

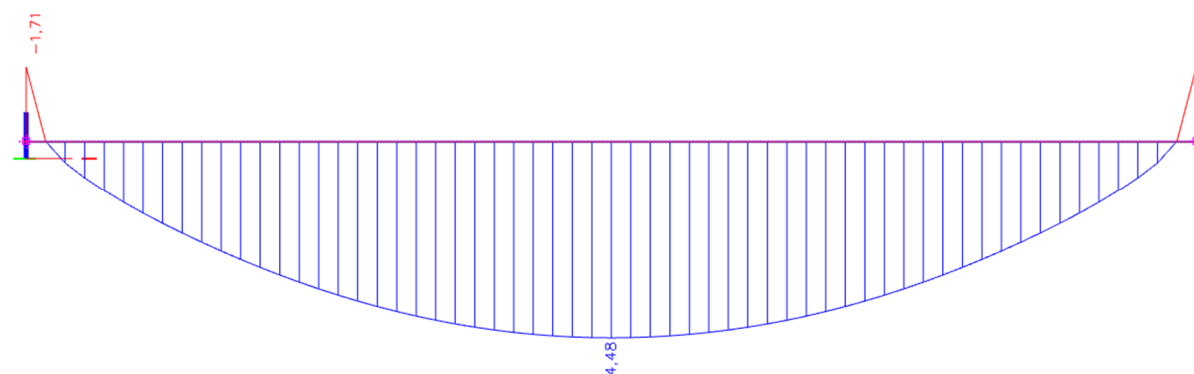


Obr. 38: ohybový moment na T-průřezu (model č. 1)

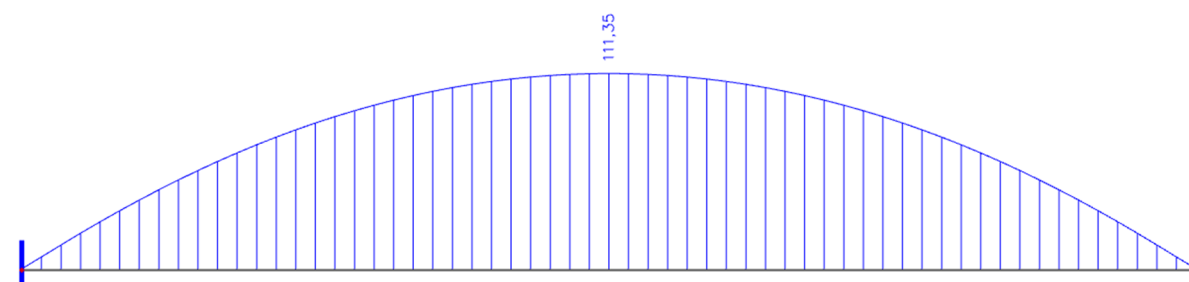
Ohybový moment na modelu č.1 (vpravo) je shodný s ručním výpočtem (obr.38), zároveň nevznikla žádná normálová síla. Jak bylo zmíněno výše, tento moment se rozdělí mezi čtyři složky, které je potřeba superponovat. Jsou to ohybové momenty na prutu  $M_N$  a desce  $M_D$ , dále normálová síla v prutu na excentricitě  $N_N \times e_i$ , které po vynásobení dá ohybový moment a normálová síla v desce na excentricitě  $N_D \times e_i$ .



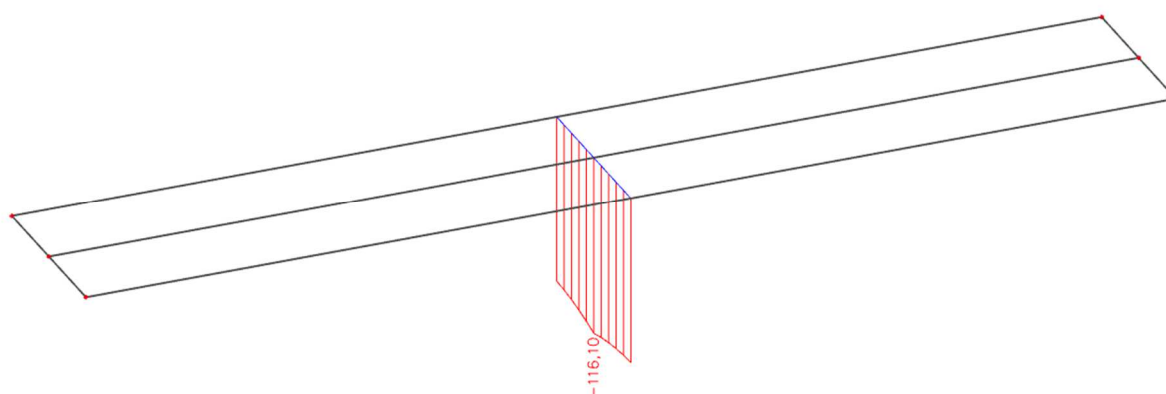
Obr. 39: ohybový moment na prutu



Obr. 40: ohybový moment na desce



Obr. 41: normálová síla na prutu



Obr. 42: normálová síla na desce



Lze si všimnout, že momenty jsou výrazně menší než u modelu č. 1. Tato skutečnost je doprovázena vznikem velkých normálových sil. Celkový ohybový moment se poté rovná:

$$M_{celkem} = M_N + M_D + N_N \times e_i + N_D \times e_i$$

$$= 7,04 + 4,48 + 111,35 \times 0,214 + 116,1 \times 0,086 = 45,33 \text{ kNm}$$

Výsledky sice nejsou na 100 % stejné, protože jde o jednoduchý model, ale jsou dostatečně přesné. Tato metoda platí pouze, pokud jsou v obou modelech stejné rozměry a efektivní šířky. Při připojení přes tuhá ramena nebo jiným způsobem, kde nelze zadat spolupůsobící šířka, bychom museli výsledky zpětně integrovat na fiktivní spřažený průřez.

V našem případě modelu č. 1 a modelu č. 2 byly zvoleny pro porovnání pouze ohybové momenty a rozdíly jsou následující (Tab. 30). Výpočet vnitřních sil a samotné vnitřní síly jsou uvedeny v kap.7.

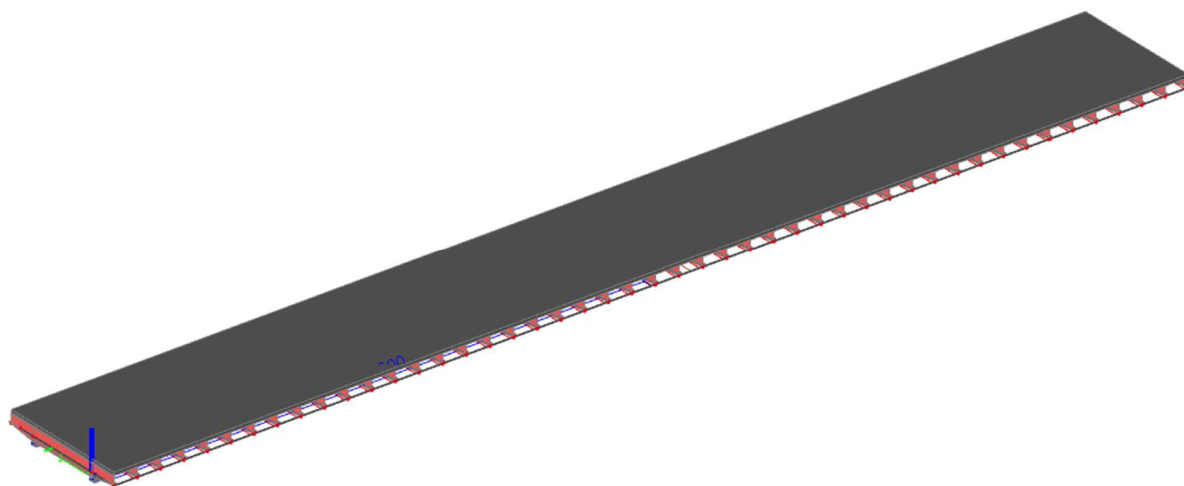
Tab. 30: porovnání vnitřních sil modelů

model	desko-prutový	prutový	rozdíl	ruční výpočet	rozdíl
$M_{y,max}$ [kNm]	9969,73	10240,13	2,64%	19653,97	49,27%
$M_{y,min}$ [kNm]	-15026,61	-14209,73	5,44%	-20812,66	27,80%

### 6.2.2 Desko – prutový model

Rozpětí polí hlavních nosníků a příčníků, jejich osové vzdálenosti byli popsány v kap. 6.1. Předběžný návrh. Železobetonová deska byla modelována jako plošný prvek s hustotou sítě 250 mm. Tato síť dává dostatečně přesné výsledky a zároveň čas výpočtu není nějak závratný. Zatížení je plošně roznášeno přes desku na prutové prvky (hlavní nosníky, příčníky). Přes tyto prvky se zatížení roznáší do podpor, které reprezentují ložiska. Podporové příčníky mají stejné rozměry jako hlavní nosníky z důvodu zajištění dolní pásnice hlavních nosníků proti klopení, také protože v podporách působí největší zatížení a také z úspory materiálu, protože přebírají velkou část vnitřních sil příčníků, která proto mohou být menších rozměrů. Spřáhnutí je provedené pomocí funkce „připojit 1D prvky jako žebra“, které zabezpečí dokonale tuhé spolupůsobení mezi deskou a prutem. Toto připojení umožňuje zadání spolupůsobící šířky betonové části spřaženého nosníku. SCIA Engineer nabízí možnost generovat efektivní šířky. Tato funkce byla využita. Konečná globální analýza byla provedena lineárním výpočtem.





Obr. 43: desko – prutový model

Bylo vytvořeno 185 zatěžovacích stavů a mnoho mnoho kombinací, z nichž bylo vybráno 12 nejnejpříznivějších. Tyto zatěžovací stavy byly již popsány v kap. 5 Zatížení. Všechny proměnná zatížení byly zadány jako výběrové, což znamená, že žádné dva stavy z dané skupiny zatížení nemohou působit současně. Byly vytvořeny 3 zatěžovací stavy od spojitého zatížení LM1 UDL. Jedno působící přes celou konstrukci a další dvě byly umístěny šachovnicově, tak aby vyvolávaly co nejnejpříznivější účinky na kladný a záporný moment. Nápravové síly od LM1, LM3 a od únavy, působí přes druhé a třetí pole, tedy v místě posuzovaných nosníků. Pro tyto zatěžovací stavy byla použita funkce pohyblivé zatížení, které automaticky po 1000 mm vygenerovala 56 zatěžovacích stavů pro každou nápravu.

Přehled všech zatěžovacích stavů je v Tab. 31. Jednotlivé umístění těchto stavů na konstrukci je uveden v příloze.

Tab. 31: zatěžovací stavy

stav	název	skup. zatížení	součinitel
ZS1	vlastní tíha	SZ1	1,35
ZS2	ostatní stále	SZ1	1,35
ZS3	teplota +	SZ2	1,5
ZS4	teplota -	SZ2	1,5
ZS5	$\Delta$ teplota +	SZ2	1,5
ZS6	$\Delta$ teplota -	SZ2	1,5
ZS7	vítr x	SZ3	1,5
ZS8	vítr y	SZ3	1,5
ZS9	vítr z +	SZ3	1,5
ZS10	vítr z -	SZ3	1,5
ZS11	pokles podpor 1	SZ4	1,35
ZS12	pokles podpor 2	SZ4	1,35
ZS13	LM1 UDL celé	SZ6	1,35
ZS14	LM1 UDL +	SZ6	1,35
ZS15	LM1 UDL -	SZ6	1,35
ZS16	rozjezdové síly LM1	SZ5	1,35
ZS17	brzdové síly LM1	SZ5	1,35
ZS100-156	LM1 TS	SZ7	1,35
ZS200-256	únava	SZ8	1,35
ZS300-356	LM3 TS	SZ9	1,35

Pro výpočet vnitřních sil na desce byl vytvořen samostatný model, který je podepřen liniovými podporami v místech hlavních nosníků a příčníků, z důvodu lepší orientace ve výsledcích na desce. Všechny parametry konstrukce i výpočtu zůstaly stejné jako u desky – prutového modelu.

## 7 POSOUZENÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE

Seznam použitých kombinací a vykreslení vnitřních sil jsou uvedeny v příloze. V Tab.32 jsou uvedeny vnitřní síly a výpočet ohybových momentů z nich pro MSÚ (MSP – stejný princip). Osově síly, které vznikly v důsledku použití spřaženého průřezu jako desky s žebrem viz. kap. 6.2.1., jsou implementovány do ohybových momentů, takže není potřeba je posuzovat. Dále vznikly i ohybové momenty k ose z. Jejich procentuální vyjádření vzhledem momentům k ose y je do 5 %, takže není nutné posuzovat prvky na dvojosý ohyb. Výpočet je doložen v příloze.

Redistribuce ohybových momentů dle [11] nebyl použita. Konstrukce je tedy navržena na stranu bezpečnou. Průřez se nachází ve třídě 3, což znamená, že v oblasti záporných momentů

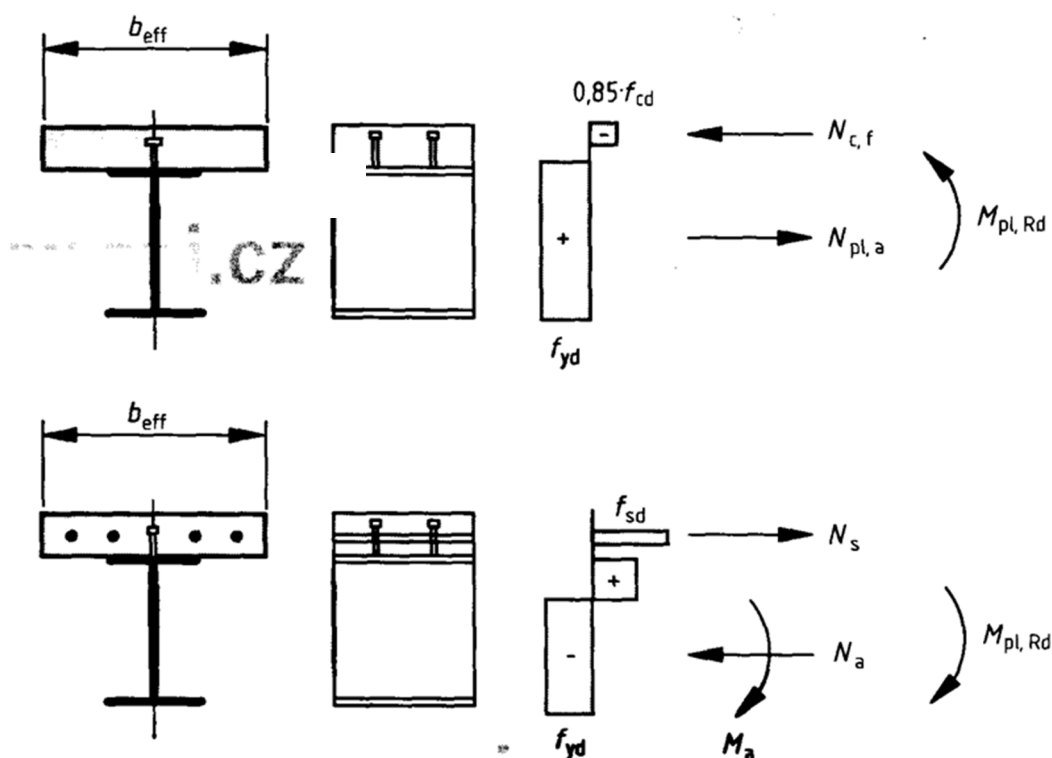
je 20 % rezerva, v oblasti kladných momentů, kde se by se zvětšil ohybový moment, je dostatečná rezerva (nyní je průřez využit na 43,27%), viz. kap.7.1.1. Vzorce na výpočet plastické únosnosti průřezu v ohybu jsou v kap. 6.1.

Tab. 32: výpočet ohybových momentů pro MSÚ

	$M_{y,N}$	$N_N$	$e_i$	$N_N \times e_i$	$M_{y,d}$	$N_d$	$e_i$	$N_d \times e_i$	$M_{s,i}$ [kNm]
hlavní nosník kladný moment	3223,83	5885,81	1,05	6189,16	266,60	1301,31	0,22	290,14	9969,73
hlavní nosník záporný moment	-5833,18	-9812,08	0,64	-6295,23	-491,23	-3630,85	0,66	-2406,96	-15026,61
příčník kladný moment - pole	1152,26	1895,82	0,67	1261,73	203,33	3754,50	0,33	1246,38	3863,70
příčník záporný moment - pole	-975,84	-1408,17	0,16	-229,12	-348,85	-1935,90	0,83	-1616,07	-3169,88
příčník kladný moment - podpora	2070,21	4459,90	0,63	2821,02	150,80	1731,74	0,64	1111,73	6153,76
příčník záporný moment - podpora	-2977,03	-6123,09	0,16	-977,92	-315,84	-3599,35	1,13	-4084,51	-8355,30

## 7.1 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Pro mezní stav únosnosti je použit plastický výpočet znázorněný na obr 44. Stejně jako u pozemních staveb, zůstávají zásady vyloučení betonu v tahu a zanedbání vlivu prokluzu ve sprážením. Ocelový prvek je namáhán napětím rovné pevnosti v tahu a tlaku  $f_{yd} = 355$  MPa a efektivní betonová plocha je namáhána 85 % návrhové válcové pevnosti v tlaku  $0,85 \times f_{ck} = 0,85 \times 35 = 29,75$  MPa. Tlačená výztuž v betonové desce se zanedbává. V tahu je její pevnost rovna návrhové pevnosti  $f_{sk} = 500$  MPa.

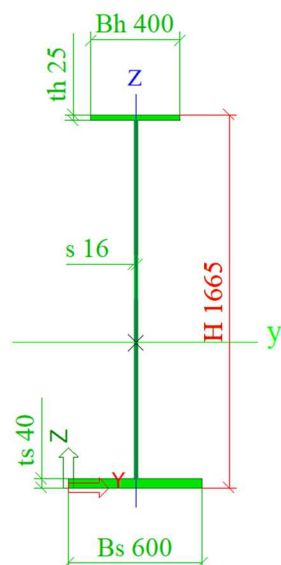


Obr. 44: plastické rozdělení napětí pro sprážený nosník pro kladný (nahore) a záporný moment (dole)

### 7.1.1 Hlavní nosník

Tab. 33: vnitřní síly hlavního nosníku - MSÚ

vnitřní síly	hlavní nosník	
montážní stav		
$M_{y,max}$ [kNm]	4046,35	C1346
$M_{y,min}$ [kNm]	-7858,74	C1344
provozní stav		
$V_{max}$ [kN]	2635,52	C1327
$M_{y,max}$ [kNm]	9969,73	C1346
$M_{y,min}$ [kNm]	-15026,61	C1344



$A$ [mm <sup>2</sup> ]	59600
$A_w$ [mm <sup>2</sup> ]	25600
$A_{f,h}$ [mm <sup>2</sup> ]	10000
$A_{f,d}$ [mm <sup>2</sup> ]	24000
$z_{g,h}$ [mm]	1018,9
$z_{g,d}$ [mm]	646,1
$I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	2,60E+10
$I_z$ [mm <sup>4</sup> ]	8,54E+08
$i_y$ [mm]	660,0
$i_z$ [mm]	119,7
$W_{y,el,h}$ [mm <sup>3</sup> ]	25482969
$W_{y,el,d}$ [mm <sup>3</sup> ]	40184198

Obr. 45: průřezové charakteristiky hlavního nosníku

Klasifikace průřezu pro ohyb:

$$\frac{c}{t} = \frac{1600}{16} = 100 \leq 124 \times \varepsilon = 124 \times 0,81 = 100,89 \Rightarrow \text{Třída 3}$$

Montážní stav – kladný moment

$$\sigma_{a,i} = \frac{M_{mont,d} \times x_{a,i}}{I_a}$$

$$\sigma_{a,h} = 158,79 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d} = 100,70 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

Montážní stav – záporný moment

$$\sigma_{a,h} = 308,39 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d} = 195,57 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

Provozní stav – kladný moment

$b_{eff} = 3000 \text{ mm}$  (šířka převzata z programu SCIA Engineer)

$h_c = 250 \text{ mm}$

Poloha neutrální osy: předpoklad N.O. prochází ocelovou pásnicí

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot t_c}{\gamma_c} + 2 \cdot \frac{b_{HP} \cdot x \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \Rightarrow x = 22,12 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 23040,24 \text{ kNm} > M_{ed} = 9969,73 \text{ kNm}$$

využití **43,27 % VYHOVUJE!!!**

Provozní stav – záporný moment

Protože v oblasti záporných momentů nepůsobí beton je nutné navrhnout výztuž a neutrální osa automaticky prochází ocelovou stojinou.

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot t_c}{\gamma_c} + \frac{A_{HP} \cdot f_y}{\gamma_a} + 2 \cdot \frac{t_s \cdot x \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_a} + \frac{A_{DP} \cdot f_y}{\gamma_a} \Rightarrow x = 974,48 \text{ mm}$$

profil výztuže		
$\phi_{d_y}$	25	
s	200	mm
počet	14	
$A_s$	6872,234	mm <sup>2</sup>
c	50	mm

Při výpočtu plastické únosnosti průřezu můžeme použít následující vzorec:

$$M_{pl,Rd} = W_{a,pl} \times f_y + A_s \times f_{sd} \times (x - c - \frac{z}{2})$$

$$W_{a,pl} = 3,47 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 15141,78 \text{ kNm} > M_{Ed} = 15026,61 \text{ kNm}$$

využití **99,24 % VYHOVUJE!!!**

Smyková únosnost spřaženého průřezu

Zatížení smykem odolává pouze ocelová stojina.

$$V_{Rd} = \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{Rd} = 5246,96 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 2635,52 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Vyhoví i pro malý smyk. Není potřeba prokazovat vliv posouvající síly na snížení momentové únosnosti.

Posouzení štíhlosti:

$$h_w/t_w = 100 \leq 72/\eta \cdot \varepsilon = 48,82$$

**nevyhoví**

Štíhlost stojiny:

$$\lambda_w = \frac{h_w/t_w}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = 1,422$$

Součinitel kritického napětí:  $k_\tau = 5,34$  (konzervativně)

Navržena bude netuhá výztuha, hodnota součinitele příspěvku stojiny  $\chi_w$ :

$$\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = 0,58$$

Návrhová únosnost stojiny ve smyku při započtení boulení:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times d \times t_w}{\gamma_{M1} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{bw,Rd} = 3062,30 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 2635,52 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Podporová výztuha:

Návrh podporové výztuhy  $2 \times P15 - 110 \times 1600 \text{ mm}$

$$L_{cr,y} = 1600 \text{ mm}$$

$$h_s = 110 \text{ mm}$$

$$t_s = 15 \text{ mm}$$

$$l_s = 2 \times 15 \times \varepsilon \times t_w + t_s = 2 \times 15 \times 0,81 \times 16 + 15 = 406 \text{ mm}$$

$$A_s = l_s \times t_w + 2 \times h_s \times t_s = 406 \times 16 + 2 \times 110 \times 15 = 9789 \text{ mm}^2$$

$$I_{y,s} = \frac{1}{12} \times l_s \times t_w^3 + 2 \times \left( \frac{1}{12} \times t_s \times h_s^3 + h_s \times t_s \times \left( \frac{h_s + t_w}{2} \right)^2 \right) = 1,66 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_{ys} = \sqrt{\frac{I_{y,s}}{A_s}} = 41,14 \text{ mm}$$

$$\lambda_{y,s} = \frac{L_{cr,y}}{i_{y,s}} = 38,9$$

$$\bar{\lambda}_{y,s} = \frac{\lambda_{y,s}}{\lambda_1} = 0,51$$

$\alpha = 0,49$  – křivka vzpěrnosti c pro výztuhy otevřeného průřezu

$$\phi = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_{y,s} - 0,2) + \bar{\lambda}_{y,s}^2 \right] = 0,71$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}_{y,s}^2}} = 0,84$$

Návrhová únosnost výztuže s vlivem vzpěru:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_s \cdot A_s \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = 2911,59 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 2635,52 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Předpokládá se, že bude mít výztuha na zatíženém konci (u spodní pásnice) výřezy – konstrukční požadavky, únavové namáhání, usazování nečistot apod. Z tohoto důvodu je zapotřebí posoudit únosnost oslabeného průřezu, nebo lze určit minimální plochu výztuhy, která je schopna dané lokální namáhání přenést:

$$A_{s,min} \geq \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 7424 \text{ mm}^2$$

$$h_{s,min} = \frac{A_{s,min} - l_s \times t_w}{2 \times t_s} = 31,18 \text{ mm}$$

Maximální velikost výřezu je tedy  $110 - 31,18 = 78,82 \text{ mm}$ . Běžná velikost výřezu je  $50 - 75 \text{ mm}$ . Navrhuji tedy výřez  $60 \text{ mm}$ .

Navržené výztuhy budou působit pouze jako konstrukční v určité vzdálenosti od podpory dle bednění. Podporovou výztuhu tvoří stojina příčníku. Jelikož má větší rozměr než navržená výztuha, není nutno ji posuzovat.

## 7.1.2 Příčník – podpora

Tab. 34: vnitřní síly příčníků v podpoře - MSÚ

vnitřní síly	příčník podpora	
montážní stav		
M <sub>y,max</sub> [kNm]	154,94	C475
M <sub>y,min</sub> [kNm]	-261,22	C191
provozní stav		
V <sub>max</sub> [kN]	1705,99	C191
M <sub>y,max</sub> [kNm]	6153,76	C475
M <sub>y,min</sub> [kNm]	-8355,30	C191

Průřezové charakteristiky jsou stejné jako u hlavního nosníku, viz. obr. 45.

Montážní stav – kladný moment

$$\begin{array}{llll} \sigma_{a,h} = & 6,08 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \\ \sigma_{a,d} = & 3,86 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \end{array}$$

Montážní stav – záporný moment

$$\begin{array}{llll} \sigma_{a,h} = & 10,25 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \\ \sigma_{a,d} = & 6,50 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \end{array}$$

Provozní stav – kladný moment

$b_{eff} = 2000 \text{ mm}$  (šířka převzata z programu SCIA Engineer)

$h_c = 250 \text{ mm}$

Poloha neutrální osy: předpoklad N.O. prochází ocelovou stojinou

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot t_c}{\gamma_c} + \frac{A_{HP} \cdot f_y}{\gamma_a} + 2 \cdot \frac{t_s \cdot x \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_a} + \frac{A_{DP} \cdot f_y}{\gamma_a} \Rightarrow x = 364,55 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{llll} M_{pl,Rd} = & 22626,25 \text{ kNm} & > & M_{ed} = 6157,76 \text{ kNm} \\ & \text{využití} & \textbf{27,22 \%} & \textbf{VYHOVUJE!!!} \end{array}$$



Provozní stav – záporný moment

Protože v oblasti záporných momentů nepůsobí beton je nutné navrhnout výztuž a neutrální osa automaticky prochází ocelovou stojinou.

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot t_c}{\gamma_c} + \frac{A_{HP} \cdot f_y}{\gamma_a} + 2 \cdot \frac{t_s \cdot x \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_a} + \frac{A_{DP} \cdot f_y}{\gamma_a} \Rightarrow x = 974,48 \text{ mm}$$

profil výztuže		
$\phi_{d_y}$	25	
s	200	mm
počet	14	
$A_s$	6872,234	mm <sup>2</sup>
c	75	mm

Při výpočtu plastické únosnosti průřezu můžeme použít následující vzorec:

$$M_{pl,Rd} = W_{a,pl} \times f_y + A_s \times f_{sd} \times \left(x - c - \frac{z}{2}\right)$$

$$W_{a,pl} = 3,47 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 15067,08 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8355,30 \text{ kNm}$$

využití **55,45 % VYHOVUJE!!!**

Smyková únosnost spřaženého průřezu

Zatížení smykem odolává pouze ocelová stojina.

$$V_{Rd} = 5246,96 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 1705,99 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Vyhoví i pro malý smyk. Není potřeba prokazovat vliv posouvající síly na snížení momentové únosnosti.

Posouzení štíhlosti:

$$h_w/t_w = 100 \leq 72/\eta \cdot \varepsilon = 48,82$$

**nevyhoví**

Štíhlost stojiny:

$$\lambda_w = \frac{h_w/t_w}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = 1,422$$

Součinitel kritického napětí:  $k_\tau = 5,34$  (konzervativně)

Navržena bude netuhá výztuha, hodnota součinitele příspěvku stojiny  $\chi_w$ :

$$\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = 0,58$$

Návrhová únosnost stojiny ve smyku při započtení boulení:

$$V_{bw,Rd} = 3062,30 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 1705,99 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Podporová výztuha:

Návrh podporové výztuhy 2× P12 – 80 × 1600 mm

$$L_{cr,y} = 1600 \text{ mm}$$

$$h_s = 80 \text{ mm}$$

$$t_s = 12 \text{ mm}$$

$$l_s = 2 \times 15 \times \varepsilon \times t_w + t_s = 2 \times 15 \times 0,81 \times 16 + 12 = 403 \text{ mm}$$

$$A_s = l_s \times t_w + 2 \times h_s \times t_s = 403 \times 16 + 2 \times 80 \times 12 = 8361 \text{ mm}^2$$

$$I_{y,s} = \frac{1}{12} \times l_s \times t_w^3 + 2 \times \left( \frac{1}{12} \times t_s \times h_s^3 + h_s \times t_s \times \left( \frac{h_s + t_w}{2} \right)^2 \right) = 5,59 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_{ys} = \sqrt{\frac{I_{y,s}}{A_s}} = 25,85 \text{ mm}$$

$$\lambda_{y,s} = \frac{L_{cr,y}}{i_{y,s}} = 61,90$$

$$\bar{\lambda}_{y,s} = \frac{\lambda_{y,s}}{\lambda_1} = 0,81$$

$\alpha = 0,49$  – křivka vzpěrnosti c pro výztuhy otevřeného průřezu

$$\phi = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_{y,s} - 0,2) + \bar{\lambda}_{y,s}^2 \right] = 0,98$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}_{y,s}^2}} = 0,66$$

Návrhová únosnost výztuže s vlivem vzpěru:

$$N_{b,Rd} = 1946,11 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 1705,99 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Konstrukční požadavky:

$$A_{s,min} \geq \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 4805,61 \text{ mm}^2$$

$$h_{s,min} = \frac{A_{s,min} - l_s \times t_w}{2 \times t_s} = -68,12 \text{ mm}$$

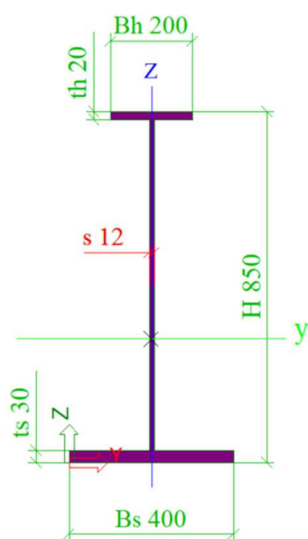
Minimální velikost výřezu vyšla záporně. To znamená, že můžeme zvolit jakýkoliv výřez. Běžná velikost výřezu je 50 – 75 mm. Z konstrukčních důvodů navrhuji tedy výřez 60 mm.

Navržené výztuhy budou působit pouze jako konstrukční v určité vzdálenosti od podpory dle bednění. Podporovou výztuhu tvoří stojina hlavního nosníku. Jelikož má větší rozměr než navržená výztuha, není nutno ji posuzovat.

### 7.1.3 Příčník – pole

Tab. 35: vnitřní síly příčníku v poli - MSÚ

vnitřní síly	příčník pole	
montážní stav		
$M_{y,max}$ [kNm]	145,44	C242
$M_{y,min}$ [kNm]	-187,33	C148
provozní stav		
$V_{max}$ [kN]	310,06	C1344
$M_{y,max}$ [kNm]	3863,70	C242
$M_{y,min}$ [kNm]	-3169,88	C148



$A$ [mm <sup>2</sup> ]	25600
$A_w$ [mm <sup>2</sup> ]	9600
$A_{f,h}$ [mm <sup>2</sup> ]	4000
$A_{f,d}$ [mm <sup>2</sup> ]	12000
$z_{g,h}$ [mm]	550,5
$z_{g,d}$ [mm]	299,5
$I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	2,82E+09
$I_z$ [mm <sup>4</sup> ]	1,73E+08
$i_y$ [mm]	331,7
$i_z$ [mm]	82,3
$W_{y,el,h}$ [mm <sup>3</sup> ]	5116308
$W_{y,el,d}$ [mm <sup>3</sup> ]	9402584

Obr. 46: průřezové charakteristiky příčníku v poli

Klasifikace průřezu pro ohyb:

$$\frac{c}{t} = \frac{800}{12} = 66,67 \leq 83 \times \varepsilon = 83 \times 0,81 = 67,53 \quad \Rightarrow \quad \text{Třída 2}$$

Montážní stav – kladný moment

$$\begin{array}{llll} \sigma_{a,h} = & 28,43 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \\ \sigma_{a,d} = & 15,47 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \end{array}$$

Montážní stav – záporný moment

$$\begin{array}{llll} \sigma_{a,h} = & 51,06 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \\ \sigma_{a,d} = & 27,78 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \textbf{VYHOVÍ} & \end{array}$$

Provozní stav – kladný moment

$b_{eff} = 2000 \text{ mm}$  (šířka převzata z programu SCIA Engineer)

$h_c = 250 \text{ mm}$

Poloha neutrální osy: předpoklad N.O. prochází betonovou deskou

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot x}{\gamma_c} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \quad \Rightarrow \quad x = 229,11 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 3961,59 \text{ kNm} > M_{ed} = 3863,70 \text{ kNm}$$

využití **97,53 % VYHOVUJE!!!**

Provozní stav – záporný moment

Protože v oblasti záporných momentů nepůsobí beton je nutné navrhnout výztuž a neutrální osa automaticky prochází ocelovou stojinou.

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot t_c}{\gamma_c} + \frac{A_{HP} \cdot f_y}{\gamma_a} + 2 \cdot \frac{t_s \cdot x \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_a} + \frac{A_{DP} \cdot f_y}{\gamma_a} \quad \Rightarrow \quad x = 382,64 \text{ mm}$$

profil výztuže		
$\phi_{d_y}$	25	
s	200	mm

počet	14	
$A_s$	6872,234	mm <sup>2</sup>
c	75	mm

Při výpočtu plastické únosnosti průřezu můžeme použít následující vzorec:

$$M_{pl,Rd} = W_{a,pl} \times f_y + A_s \times f_{sd} \times \left(x - c - \frac{z}{2}\right)$$

$$W_{a,pl} = 7,21 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 3728,31 \text{ kNm} > M_{Ed} = 3169,88 \text{ kNm}$$

využití **85,02 % VYHOVUJE!!!**

#### Smyková únosnost spřaženého průřezu

Zatížení smykem odolává pouze ocelová stojina.

$$V_{Rd} = 1967,61 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 310,06 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Vyhoví i pro malý smyk. Není potřeba prokazovat vliv posouvající síly na snížení momentové únosnosti.

Posouzení štíhlosti:

$$h_w/t_w = 66,67 \leq 72/\eta \cdot \epsilon = 48,82$$

**nevyhoví**

Štíhlost stojiny:

$$\lambda_w = \frac{h_w/t_w}{37,4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = 0,95$$

Součinitel kritického napětí:  $k_\tau = 5,34$  (konzervativně)

Navržena bude netuhá výztuha, hodnota součinitele příspěvku stojiny  $\chi_w$ :

$$\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = 0,88$$

Návrhová únosnost stojiny ve smyku při započtení boulení:

$$V_{bw,Rd} = 1722,54 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 2 \times 310,06 \text{ kN}$$

**VYHOVÍ**

Není nutno navrhovat podporovou výztuhu z důvodu boulení.

### 7.1.4 Betonová deska

V montážním stavu, po svaření hlavních nosníků, přivaření spráhovacích trnů a osazení výztuže, bude vybetonována deska mostní konstrukce. Deska je v podélném směru spřažena s hlavními nosníky a ve směru příčném spřažena s příčníky. Deska se vyskytuje v prostředí XF2 + XD1. Návrhová životnost mostu se předpokládá 100 let, proto je zařazen do konstrukční třídy S6. Dle stupně prostředí a konstrukční třídy se odvíjejí minimální požadavky na kvalitu a pevnost betonu, a současně na minimální hodnoty krytí výztuže.

Železobetonová deska je navržena tloušťky 250 mm. Deska v příčném směru kopíruje příčný sklon vozovky (2,5 %). Beton použitý pro desku je třídy pevnosti C35/45 vyhovující výše uvedenému kritériu. Pro vyztužení desky je použita termicky zušlechťená za tepla válcovaná výztuž B500B s mezí kluzu 500 MPa.

#### materiálové charakteristiky

beton:	C35/45	
$f_{ck}$ =	35	MPa
$\gamma_c$ =	1,5	
$f_{cd}$ =	<b>23,33</b>	<b>MPa</b>
ocel:	B500B	
$f_{yk}$ =	500	MPa
$\gamma_s$ =	1,15	
$f_{yd}$ =	<b>434,78</b>	<b>MPa</b>

krytí výztuže:		
$c_{nom,x}$ =	50	mm
$c_{nom,y}$ =	56	mm

směr x
--------

směr y
--------

$m_x$ =	48,98	kNm/m
$A_{s,req}$ =	<b>645,21</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

$m_y$ =	40,74	kNm/m
$A_{s,req}$ =	<b>553,79</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

#### Návrh výztuže:

$A_s$ =	<b>754</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
$\emptyset$ =	<b>12</b>	<b>mm</b>
počet:	<b>6,7</b>	<b>ks/m</b>
pruty po:	<b>150</b>	<b>mm</b>

$A_s$ =	<b>565</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
$\emptyset$ =	<b>12</b>	<b>mm</b>
počet:	<b>5,0</b>	<b>ks/m</b>
pruty po:	<b>200</b>	<b>mm</b>

$A_s$	=>	$A_{s,reg}$
Vyhovuje		

$A_s$	=>	$A_{s,reg}$
Vyhovuje		

$f_{yd} =$	434,78	MPa
$b =$	1,00	m
$d =$	250-50-12/2	
$d =$	194,0	mm
$F_s =$	$754 \cdot 434,78 / 10^3$	
$F_s =$	327,82	kN
$x =$	$327,82 / (0,8 \cdot 1 \cdot 23,33) = 17,6$	
$x =$	17,6	mm
$m_{rd,x,sl} =$	$327,82 \cdot (194 - 0,4 \cdot 17,6) / 10^3$	
$m_{rd,x,sl} =$	<b>61,29</b>	<b>kNm/m</b>

$f_{yd} =$	434,78	MPa
$b =$	1,00	m
$d =$	250-56-12/2	
$d =$	188,0	mm
$F_s =$	$565 \cdot 434,78 / 10^3$	
$F_s =$	245,86	kN
$x =$	$245,86 / (0,8 \cdot 1 \cdot 23,33) = 13,2$	
$x =$	13,2	mm
$m_{rd,x,sl} =$	$245,86 \cdot (188 - 0,4 \cdot 13,2) / 10^3$	
$m_{rd,x,sl} =$	<b>44,93</b>	<b>kNm/m</b>

**Kotevní délka**

$\phi =$	12	mm
$f_{ctk0,05} =$	1,5	MPa
$\alpha_{ct} =$	1	
$\gamma_c =$	1,5	
$f_{ctd} =$	$1,5 \cdot 1 / 1,5$	
$f_{ctd} =$	1,00	MPa
$f_{bd} =$	$2,25 \cdot 1$	
$f_{bd} =$	2,25	MPa
$f_{yd} =$	434,78	MPa
$l_{b,rqd} =$	$12 \cdot 434,78 / (2,25 \cdot 4)$	
$l_{b,rqd} =$	<b>579,7</b>	<b>mm</b>

**Zvoleno:**

$l_{bd} =$	<b>580 mm</b>
------------	---------------

$\phi =$	12	mm
$f_{ctk0,05} =$	1,5	MPa
$\alpha_{ct} =$	1	
$\gamma_c =$	1,5	
$f_{ctd} =$	$1,5 \cdot 1 / 1,5$	
$f_{ctd} =$	1,00	MPa
$f_{bd} =$	$2,25 \cdot 1$	
$f_{bd} =$	2,25	MPa
$f_{yd} =$	434,78	MPa
$l_{b,rqd} =$	$12 \cdot 434,78 / (2,25 \cdot 4)$	
$l_{b,rqd} =$	<b>579,7</b>	<b>mm</b>

**Zvoleno:**

$l_{bd} =$	<b>580 mm</b>
------------	---------------

**minimální kotevní délka**

$l_{b,rqd} =$	579,7	mm
$\phi =$	8	mm
$l_{b,min} =$	<b>173,9</b>	<b>mm</b>
$l_{bd} \Rightarrow l_{b,min}$ <b>vyhovuje</b>		

$l_{b,rqd} =$	579,7	mm
$\phi =$	8	mm
$l_{b,min} =$	<b>173,9</b>	<b>mm</b>
$l_{bd} \Rightarrow l_{b,min}$ <b>vyhovuje</b>		

**rozdělovací výztuž**

$A_s =$	754	mm <sup>2</sup>
$A_{s,r,min} =$	$0,2 \cdot 754$	151 mm <sup>2</sup>

$A_s =$	565	mm <sup>2</sup>
$A_{s,r,min} =$	$0,2 \cdot 565$	113 mm <sup>2</sup>

**návrh rozdělovací výztuže**

$A_{s,r}=$	201	mm <sup>2</sup>
$\phi=$	8	mm
počet:	4,0	ks/m
pruty po:	250	mm

$A_{s,r}=$	201	mm <sup>2</sup>
$A_{s,r,min}=$	151	mm <sup>2</sup>
$A_{s,r} \Rightarrow A_{s,r,min}$ <b>vyhovuje</b>		

$A_{s,r}=$	201	mm <sup>2</sup>
$\phi=$	8	mm
počet:	4,0	ks/m
pruty po:	250	mm

$A_{s,r}=$	201	mm <sup>2</sup>
$A_{s,r,min}=$	113	mm <sup>2</sup>
$A_{s,r} \Rightarrow A_{s,r,min}$ <b>vyhovuje</b>		

**Konstrukční zásady****minimální světlá vzdálenost prutů výztuže**

$\phi=$	12	mm
$d_g=$	16	mm

$S_{h,min}=$	max(20;12;16+5)=21	
$S_{h,min}=$	21	mm
$S_h=$	150-12=138	
$S_h=$	138	mm
$S_{h,min} \leq S_h$ <b>Vyhovuje</b>		

$\phi=$	12	mm
$d_g=$	16	mm

$S_{h,min}=$	max(20;12;16+5)=21	
$S_{h,min}=$	21	mm
$S_h=$	200-12=188	
$S_h=$	188	mm
$S_{h,min} \leq S_h$ <b>Vyhovuje</b>		

**maximální osová vzdálenost prutů výztuže**

$h_s=$	250	mm
$S_{max}=$	250	mm
$S=$	150	mm
$S \leq S_{max}$ <b>Vyhovuje</b>		

$h_s=$	250	mm
$S_{max}=$	250	mm
$S=$	200	mm
$S \leq S_{max}$ <b>Vyhovuje</b>		

**minimální stupeň vyztužení**

$f_{ctm}=$	2,2	MPa
$f_{yk}=$	500	MPa
$d=$	194,0	mm
$b=$	1000	mm

$f_{ctm}=$	2,2	MPa
$f_{yk}=$	500	MPa
$d=$	188,0	mm
$b=$	1000	mm



$A_{s,min}=$	<b>252</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
$A_s=$	754	mm <sup>2</sup>
$A_s \Rightarrow A_{s,min}$ <b>Vyhovuje</b>		

$A_{s,min}=$	<b>244</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
$A_s=$	565	mm <sup>2</sup>
$A_s \Rightarrow A_{s,min}$ <b>Vyhovuje</b>		

**maximální stupeň vyztužení**

$h_s=$	250	mm
$b=$	1000	mm
$A_c=$	1000*250=250000	
$A_c=$	250000	mm <sup>2</sup>

$h_s=$	250	mm
$b=$	1000	mm
$A_c=$	1000*250=250000	
$A_c=$	250000	mm <sup>2</sup>

$A_{s,max}=$	0,04*250000=10000	
$A_{s,max}=$	<b>10000</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
$A_s=$	754	mm <sup>2</sup>
$A_s \leq A_{s,max}$ <b>Vyhovuje</b>		

$A_{s,max}=$	0,04*250000=10000	
$A_{s,max}=$	<b>10000</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>
$A_s=$	565	mm <sup>2</sup>
$A_s \leq A_{s,max}$ <b>Vyhovuje</b>		

Betonová deska vyhoví na smyk bez smykové výztuže. Do oblasti záporných momentů se konstrukčně umístí výztuž pro protlačení desky Ø 8 mm. Ve zbylých částech desky jsou konstrukčně navrženy spony Ø 6 mm, 8 ks/m<sup>2</sup>.

## 7.2 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI – OMEZENÍ NAPĚTÍ

Předpokládá se pružné působení nosníku a jednotlivá napětí se sledují v jednotlivých fázích montáže. Vzniklé napětí se akumuluje v materiálu a jeho konečná hodnota nesmí přesáhnout danou mez pevnosti. Hodnoty zatížení vstupují do výpočtu bez součinitelů bezpečnosti, tj. součinitel bezpečnosti je roven  $\gamma = 1,0$ . Pro omezení napětí bude posouzen hlavní nosník a příčník v poli. Příčník v podpoře má stejné průřezové charakteristiky jako hlavní nosník, ale jelikož odolává menším vnitřním silám než hlavní nosník, tak vyhoví automaticky pokud vyhoví i nosník.

### 7.2.1 Hlavní nosník

V montážním stavu, zatížení přenáší pouze ocelové prvky. Betonová deska je pouze zatížením a nepřenáší žádnou část zatížení.

Tab. 36: vnitřní síly hlavního nosníku – MSP

vnitřní síly	hlavní nosník	
montážní stav		
$M_{y,max}$ [kNm]	2976,12	C1346
$M_{y,min}$ [kNm]	-5779,17	C1344
provozní stav		
$M_{G2,max}$ [kNm]	987,47	C1346
$M_{G2,min}$ [kNm]	-1634,67	C1344
$M_{G2+Q,max}$ [kNm]	5011,45	C1346
$M_{G2+Q,min}$ [kNm]	-4723,59	C1344

Průřezové charakteristiky hlavního nosníku jsou na obr.45.

#### Montážní stav – kladný moment

$$\sigma_{a,i}^I = \frac{M_{mont,k} \times x_{a,i}}{I_a}$$

$$\begin{array}{llll} \sigma_{a,h}^I = & 116,79 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \text{VYHOVÍ} & \\ \sigma_{a,d}^I = & 74,06 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \text{VYHOVÍ} & \end{array}$$

#### Montážní stav – záporný moment

$$\begin{array}{llll} \sigma_{a,h}^I = & 226,79 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \text{VYHOVÍ} & \\ \sigma_{a,d}^I = & 143,82 \text{ MPa} & \leq & f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} \\ & & \text{VYHOVÍ} & \end{array}$$

#### Provozní stav – kladný moment

Zatížení přenáší již spřažený průřez betonové desky a hlavního nosníku. Výpočet je však řešen pružně, proto je nutné znovu spočítat polohu neutrální osy a efektivní průřezové charakteristiky. U posouzení kladného ohybového momentu betonová deska spolupůsobí s nosníkem, výpočtem převedeme hmotu betonu na ocel na tzv. ideální průřez pomocí pracovní součinitele  $\eta$ , který se vypočítá jako poměr jednotlivých modulu pružnosti:  $\eta = \frac{E_a}{E_{cm}}$ .

V provozním stavu působí jen ostatní stálé zatížení + nahodilé zatížení (doprava, vítr).

$b_{eff} =$	3000	mm
$t_c =$	250	mm

$A_a =$	59600	$\text{mm}^2$
$A_c =$	750000	$\text{mm}^2$
$E_a =$	210	GPa
$E_{cm} =$	33,5	GPa
$n =$	6,27	

Poloha neutrální osy:

$$z_a = h_a - x_a + t_c = 1268,88 \text{ mm}$$

$$x_i = \frac{A_a \times z_a + \frac{1}{\eta} \times \left( t_c \times b_{eff} \times \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{\eta} \times (t_c \times b_{eff})} = 505,3 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil:

$$z_{ai} = z_a - x_i = 763,5 \text{ mm}$$

$$z_{ci} = x_i - \frac{t_c}{2} = 380,3 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_i = I_a + A_a \times z_{ai}^2 + \frac{1}{\eta} \times \left( \frac{1}{12} \times b_{eff} \times h_c^3 + A_c \times z_{ci}^2 \right) = 7,86 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Výpočet napětí ideálního průřezu:

$$\sigma_{a,h}^I = \frac{M_{sk} \times (x_i - t_c)}{I_i}$$

$$\sigma_{a,d}^I = \frac{M_{sk} \times (h_a - x_i + t_c)}{I_i}$$

$$\sigma_{c,h}^I = \frac{1}{\eta} \times \frac{M_{sk} \times x_i}{I_i}$$

$$\sigma_{a,h}^I = 16,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^I = 89,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h}^I = 5,14 \text{ MPa} \leq f_{c,k} = 29,75 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,h} = \sigma_{a,h}^I + \sigma_{a,h}^{II} = 133,06 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,d}^I + \sigma_{a,d}^{II} = 163,89 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**Provozní stav – záporný moment

U posouzení záporného momentu musíme vyloučit beton, neboť s ním v tahu nepočítáme, a zatížení přenáší pouze hlavní nosník a výztuž v betonové desce.

profil výztuže		
$\phi_{d_y}$	25	
s	200	mm
počet	14	
$A_s$	6872,234	mm <sup>2</sup>
c	50	mm

Poloha neutrální osy:  $x_i = 1142,9 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu:  $I_i = 3,51 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

$$\sigma_{a,h}^{II} = 120,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{II} = 103,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 147,00 \text{ MPa} \leq f_{sk}/2 = 250 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,h} = \sigma_{a,h}^I + \sigma_{a,h}^{II} = 346,88 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,d}^I + \sigma_{a,d}^{II} = 247,67 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

Napětí ve výztuži  $\sigma_s$  by nemělo překročit polovinu napětí  $f_{sk}$  z důvodu omezení vzniku trhlin. Při vysokém napětí ve výztuži vzniká plastické přetvoření.

## 7.2.2 Příčník – pole

Tab. 37: vnitřní síly příčníku v poli – MSP

vnitřní síly	příčník pole	
montážní stav		
M <sub>y,max</sub> [kNm]	103,58	C242
M <sub>y,min</sub> [kNm]	-132,42	C148
provozní stav		
M <sub>G2+Q,max</sub> [kNm]	1207,47	C242
M <sub>G2+Q,min</sub> [kNm]	-1469,18	C148

Průřezové charakteristiky příčníku jsou na obr.46.

Montážní stav – kladný moment

$$\sigma_{a,h}^I = 20,25 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d}^I = 11,02 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

Montážní stav – záporný moment

$$\sigma_{a,h}^I = 25,88 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d}^I = 14,08 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

Provozní stav – kladný moment

$b_{eff} =$	2000	mm
$t_c =$	250	mm
$A_a =$	25600	mm <sup>2</sup>
$A_c =$	500000	mm <sup>2</sup>
$E_a =$	210	GPa
$E_{cm} =$	33,5	GPa
$n =$	6,27	

Poloha neutrální osy:

$$z_a = h_a - x_a + t_c = 800,47 \text{ mm}$$

$$x_i = \frac{A_a \times z_a + \frac{1}{\eta} \times \left( t_c \times b_{eff} \times \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{\eta} \times (t_c \times b_{eff})} = 289,10 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil:

$$z_{ai} = z_a - x_i = 511,3 \text{ mm}$$

$$z_{ci} = x_i - \frac{t_c}{2} = 164,1 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_i = I_a + A_a \times z_{ai}^2 + \frac{1}{\eta} \times \left( \frac{1}{12} \times b_{eff} \times h_c^3 + A_c \times z_{ci}^2 \right) = 1,21 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Výpočet napětí ideálního průřezu:

$$\sigma_{a,h}^{\text{II}} = 3,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{\text{II}} = 81,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h}^{\text{II}} = 4,61 \text{ MPa} \leq f_{c,k} = 29,75 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,h} = \sigma_{a,h}^{\text{I}} + \sigma_{a,h}^{\text{II}} = 24,16 \text{ MPa} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,d}^{\text{I}} + \sigma_{a,d}^{\text{II}} = 92,11 \text{ MPa} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

Provozní stav – záporný moment

profil výztuže		
$\phi d_y$	25	
s	200	mm
počet	14	
$A_s$	6872,234	mm <sup>2</sup>
c	50	mm

Poloha neutrální osy:

$$x_i = 641,6 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_i = 5,87 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{a,h}^{\text{II}} = 98,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{\text{II}} = 318,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160,66 \text{ MPa} \leq f_{sk}/2 = 250 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,h} = \sigma_{a,h}^{\text{I}} + \sigma_{a,h}^{\text{II}} = 123,94 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

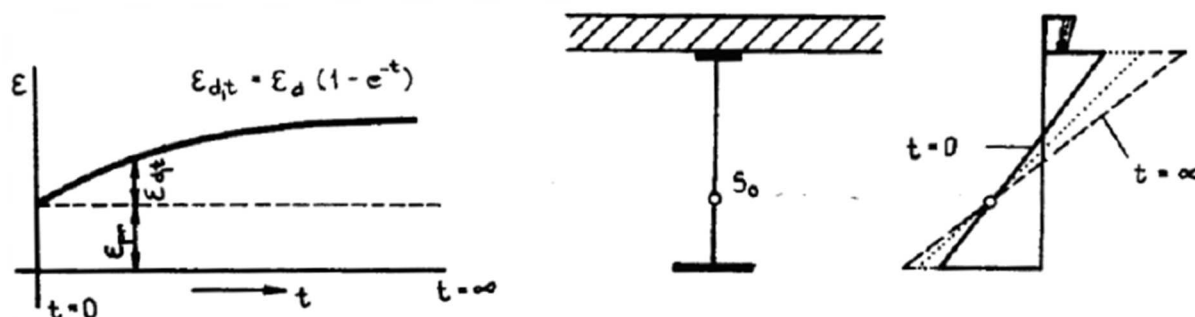
$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,d}^{\text{I}} + \sigma_{a,d}^{\text{II}} = 332,91 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

Napjatost v ocelových nosnících nepřesáhne hodnotu meze kluzu. Bylo prokázáno, že spřažený ocelobetonový nosník i příčník působí v provozním stavu pružně. Je nutné ještě ověřit, jestli by nedošlo k plastizaci vlivem dotvarování a smršťování betonu.

### 7.2.3 Dotvarování betonu

Při působení neměnného zatížení se přetvoření a napětí v konstrukci v čase mění, příčinou jsou reologické změny vlastností betonu. Beton nepodléhá jen pružným deformacím, ale i deformacím plastickým, závislejícím na čase. Na celkové dotvarování má vliv stáří betonu, vlhkost a teplota okolního prostředí. Na obr. 47 je znázorněna závislost dotvarování na čase, při konstantním zatížení, vlhkosti a teplotě



Obr. 47: vliv dotvarování na spřažený průřez

U výpočtu dotvarování betonové desky se předpokládá, že zbytek stálého zatížení začne působit 2 měsíce po vybetonování vybetonování ( $t_0 = 60$  dní). Předpokládaná životnost mostní konstrukce je 100 let, tzn.  $t = 36500$  dní. Relativní vlhkost vnějšího prostředí je možné bezpečně uvažovat  $RH = 80 \%$ .

Obvod betonu:  $u = 2 \times b_{eff} = 6000 \text{ mm}$

Náhradní rozměr:  $h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = 250 \text{ mm}$

Střední hodnota pevnosti v tlaku ve stáří 28 dní:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37,75 \text{ MPa}$

Součinitel vlivu pevnosti betonu:  $\alpha_3 = \sqrt{\frac{35}{f_{cm}}} = 0,963$

Součinitel závislý na relativní vlhkosti a na náhradním rozměru prvku:

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

$$\beta_H = 795,57 \leq 1444,33$$

Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení:

$$\beta_c(t, t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = 0,994$$

Součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitele dotvarování:

$$\varphi_{RH} = \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \right) = 1,317$$

Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,73$$

Součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = 0,422$$

Základní součinitel dotvarování:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1,52$$



Součinitel dotvarování:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 1,51$$

Kombinační součinitel (dotvarování):  $\psi_L = 1,1$

Výpočet pracovního součinitele na konci životnosti stavby:

$$\eta_L = \eta_0 \times (1 + \psi_L \times \varphi(t, t_0)) = 16,69$$

Výpočet neutrální osy, ramen vnitřních sil a momentu setrvačnosti v dotvarování se liší pouze v pracovním součiniteli, proto jsou zde uvedeny pouze výsledky.

$x_{i,dotv} =$	777,2	mm
$z_{ai,dotv} =$	491,7	mm
$z_{ci,dotv} =$	652,2	mm
$I_{i,dotv} =$	5,97E+10	mm <sup>4</sup>

#### Posouzení vlivu dotvarování na napětí

Dotvarování v době 100 let ovlivňuje pouze ostatní stálé zatížení.

#### Napětí od ostatního stálého zatížení

$\sigma_{a,h,60} =$	3,21	MPa
$\sigma_{a,d,60} =$	17,70	MPa
$\sigma_{c,h,60} =$	1,01	MPa
$\sigma_{c,d,60} =$	0,51	MPa

#### Hodnoty napětí od dotvarování

$\sigma_{a,h,36500} =$	8,72	MPa
$\sigma_{a,d,36500} =$	18,81	MPa
$\sigma_{c,h,36500} =$	2,05	MPa
$\sigma_{c,h,36500} =$	1,39	MPa

#### Vliv dotvarování

$$\Delta\sigma_i = \sigma_{i,36500} - \sigma_{i,60}$$

$\Delta\sigma_{a,h,dotv} =$	5,51	MPa
$\Delta\sigma_{a,d,dotv} =$	1,11	MPa

$$\Delta\sigma_{c,h,dotv} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{c,d,dotv} = 0,88 \text{ MPa}$$

### Kontrola napjatosti

$$\sigma_{a,h} = 138,57 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d} = 165,01 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{c,h} = 6,18 \text{ MPa} \leq f_{c,k} = 29,75 \text{ MPa}$$

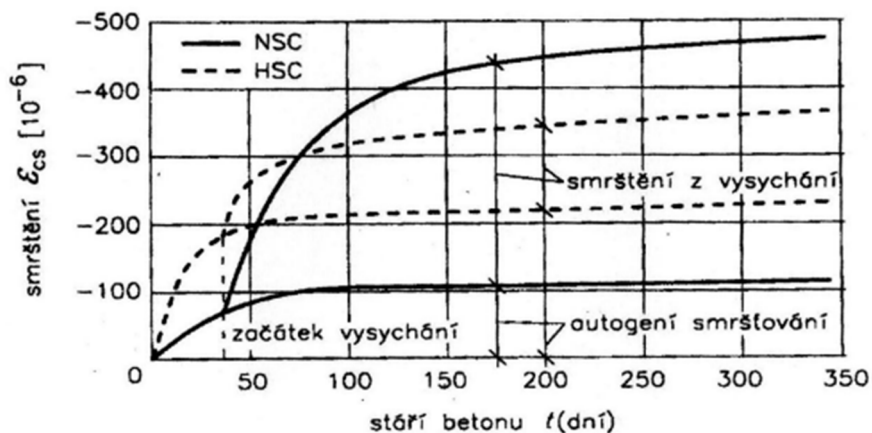
**VYHOVÍ**

### 7.2.4 Smršťování betonu

Smrštění je komplexní jev. Objemové změny betonu a cementových kompozitů způsobují poruchy v jejich struktuře. Snižují pevnost, a hlavně životnost konstrukcí. Beton má během tuhnutí a vysychání snahu se zkracovat. Vzniku trhlin se dá částečně zabránit pečlivým ošetřením pomocí vlhčení nebo překrytí desky. Smršťování vzniká podobně jako dotvarování. U ocelobetonových konstrukcí brání volnému smrštění ocelový nosník, spojený s deskou spřahovacími prvky. Na obr. 48 je znázorněn závislost smršťování na čase.

Poměrné přetvoření ze smršťování  $\varepsilon_{cs}$  je udáváno jako součet poměrného přetvoření ze smršťování vysycháním  $\varepsilon_{cd}$  a poměrného přetvoření z autogenního smršťování  $\varepsilon_{ca}$ :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$



Obr. 48: časová závislost smršťování

U výpočtu smršťování betonové desky se předpokládá, že se beton začíná smršťovat hned po vybetonování po 1 dni ( $t_0 = 1$  den). Předpokládaná životnost mostní konstrukce je 100 let, tzn.  $t = 36500$  dní. Relativní vlhkost vnějšího prostředí je možné bezpečně uvažovat  $RH = 80$  %.

Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení:

$$\beta_c(t, t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = 0,994$$

Součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = 0,909$$

Základní součinitel dotvarování:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 3,27$$

Součinitel dotvarování:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 3,25$$

Kombinační součinitel (smršťování):  $\psi_L = 0,55$

Výpočet pracovního součinitele na konci životnosti stavby:

$$\eta_L = \eta_0 \times (1 + \psi_L \times \varphi(t, t_0)) = 17,49$$

Výpočet neutrální osy, ramen vnitřních sil a momentu setrvačnosti ve smršťování se liší pouze v pracovním součiniteli, proto jsou zde uvedeny pouze výsledky.

$x_{i,smrst} =$	790,2	mm
$z_{ai,smrst} =$	478,7	mm
$z_{ci,smrst} =$	665,2	mm
$I_{i,smrst} =$	5,88E+10	mm <sup>4</sup>
$A_{i,smrst} =$	102488,92	mm <sup>2</sup>

Součinitel  $k_h$ :  $k_h = 0,8$

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} = 0,996$$

Součinitelé závislé na druhu cementu (cement třídy N):

$$\alpha_{ds1} = 4 \qquad \alpha_{ds2} = 0,12$$

Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním:

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0,756$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[ 220 + 110 \times \alpha_{ds1} \times \exp \left( \alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} = 2,7 \times 10^{-4}$$

Vývoj poměrného smršťování vysycháním v čase:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 2,15 \times 10^{-4}$$

Poměrné autogenní smršťování:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 6,25 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \times \sqrt{t}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = 6,25 \times 10^{-5}$$

Výsledné přetvoření od smršťování:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2,77 \times 10^{-4}$$

Modul pružnosti 100 let starého betonu:  $E_c = \frac{E_a}{\eta_L} = 12008,9 \text{ MPa}$

Napětí v desce při zabránění smršťování

Napětí od smršťování:  $\sigma_c^{tah} = \varepsilon_{cs} \times E_c = 3,33 \text{ MPa}$

Tahová síla:  $N_c^{tah} = \sigma_c^{tah} \times A_c = 2498,25 \text{ kN}$

Velikost momentu od smršťování:  $M_c = N_c^{tah} \times \left( x_i - \frac{t_c}{2} \right) = 1661,8 \text{ kNm}$

Výsledná napětí od smršťování

$$\sigma_{i,smrst} = \frac{-N_c}{A_i} + \frac{M_c \times z_i}{I_i}$$

$$\sigma_{a,h,srst} = 39,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d,srst} = 7,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h,srst} = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d,srst} = 2,27 \text{ MPa}$$

### Výsledná napětí v ŽB desce

$$\sigma_{c,h} = \sigma_{c,tah} + \sigma_{c,h,srst} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,tah} + \sigma_{c,d,srst} = 1,06 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

### Kontrola napjatosti

$$\sigma_{a,h} = 178,21 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

$$\sigma_{a,d} = 172,41 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

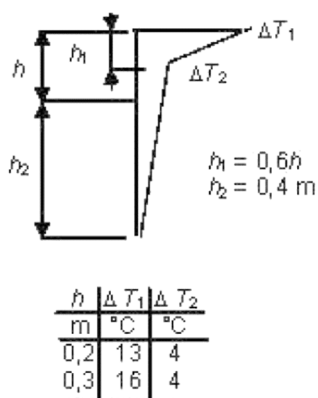
**VYHOVÍ**

$$\sigma_{c,h} = 8,85 \text{ MPa} \leq f_{c,k} = 29,75 \text{ MPa}$$

**VYHOVÍ**

### 7.2.5 Zatížení vyvolané změnou teploty

Účinek nerovnoměrného oteplení. Zatížení vyvolané změnou teploty mohou být způsobeno, buď oteplením nebo ochlazením. Jelikož nemůžou nastat oba tyto stavy zároveň, ve výpočtu je uveden pouze ten, který negativním způsobem ovlivňuje napětí ve spráženém průřezu.



Obr. 49: rozdělení teploty po výšce nosníku

Výpočet neutrální osy, ramen vnitřních sil a momentu setrvačnosti v dotvarování je stejný jako u posuzování napětí v kap. 7.2.1., odkud jsou hodnoty převzaty.

Tab. 38: teplotní charakteristiky

$h_{l,c} = 0,6$ . $t_c =$	150	mm
$h_{l,c} = 0,4$ . $t_c =$	100	mm
$\Delta T_1 = T_0 =$	16	°C
$\Delta T_2 = T_1 =$	4	°C
$\alpha_{ocel} =$	1,20E-05	°C <sup>-1</sup>
$\alpha_{beton} =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

Tab. 39: průběh teplot po výškách a poměrné přetvoření

i	$u_i$	$T_i$	$\varepsilon_i$
	[mm]	[°C]	[-]
0	0,00	16,00	1,60E-04
1	150,00	4,00	4,00E-05
2	250,00	3,20	3,84E-05
3	275,00	3,00	3,60E-05
4	650,00	0,00	0,00E+00
5	1875,00	0,00	0,00E+00
6	1915,00	0,00	0,00E+00

### Zatížení vyvolané změnou teploty

Tab. 40: síly vyvolané teplotou

úsek	$h_i$	$b_i$	$z_i$	$\varepsilon_{prum,i}$	$E_i$	$F_i$
i	[m]	[m]	[m]	[-]	[MPa]	[kN]
0-1	0,15	3	0,06	0,000100	33500	1507,50
1-2	0,10	3	0,20	0,000039	33500	393,96
2-3	0,03	0,4	0,26	0,000037	210000	78,12
3-4	0,38	0,016	0,40	0,000018	210000	22,68
					suma	2002,26

Ohybový moment:  $M_T = -813,17 \text{ kNm}$

### Výsledná napětí od smršťování

$$\sigma_{i,tep} = -\varepsilon \times E_i + \frac{N_c}{A_i} + \frac{M_c \times z_i}{I_i}$$

$$\sigma_{a,h,t+} = 5,75 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{a,d,t+} = 18,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h,t+} = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d,t+} = 1,99 \text{ MPa}$$

### Výsledná kontrola napjatosti

$$\sigma_{a,h} = 183,96 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

využití **51,82% VYHOVUJE**

$$\sigma_{a,d} = 190,60 \text{ MPa} \leq f_y/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

využití **53,69% VYHOVUJE**

$$\sigma_{c,h} = 11,19 \text{ MPa} \leq f_{c,k} = 29,75 \text{ MPa}$$

využití **37,63% VYHOVUJE**

Ocelový nosník zůstává i po zatížení od dotvarování, smršťování a změnou teploty v pružném stavu.

### 7.2.6 Průhyb

Požadavky na pro omezení průhybů mostů jsou uvedeny v [1]. U ocelobetonových mostů a lávek nejsou v normě uvedeny žádné omezení, lze použít limity z národní přílohy pro ocelové mosty [8]. Omezení průhybů a křivosti se provádí s cílem omezit nežádoucí dynamické rázy vyvolané dopravou, nedodržení požadovaného průjezdního profilu, vzniku trhlin ve vozovce mostu a poškození odvodňovacích systémů. Limitní hodnoty jsou rovny 1/300 rozpětí pole. Průhyby se vždy určují pružnou analýzou. V Tab.41 jsou uvedeny průhyby v jednotlivých fázích výstavby i od dílčích zatížení.

Na průhyb je posouzen hlavní nosník a příčník v poli, protože příčník v podpoře je sice stejného rozpětí, ale výrazně větších průřezových charakteristik. Rozpětí hlavního nosníku je 27,85 m a příčníku 8 m.

Tab. 41: průhyby prvků

průhyb [mm]	hlavní nosník	příčník pole
montážní stav	31,50	5,00
provozní stav $G_2$	3,70	3,70
provozní stav $Q$	27,90	18,30
celkový	63,10	27,00
limitní průhyb	92,83	26,67

### Eliminace průhybu

V Tab. 41 lze vidět, že příčník jen těsně nevyhovuje. Toto lze eliminovat pomocí nadvýšení. V případě požadavku investora na omezení průhybu konstrukce by bylo možné eliminovat průhyb i u nosníku. Průhyb se eliminuje pomocí nadvýšení ocelového nosníku, které se odvodí u mostů delších než 20 m ze stálého zatížení a  $\frac{1}{4}$  průhybu vyvozeného zatížením proměnným.

Nadvýšení hlavního nosníku:  $31,5 + 3,7 + 6,98 = 42,18$  mm

Nadvýšení hlavního nosníku:  $5 + 3,7 + 4,58 = 13,28$  mm

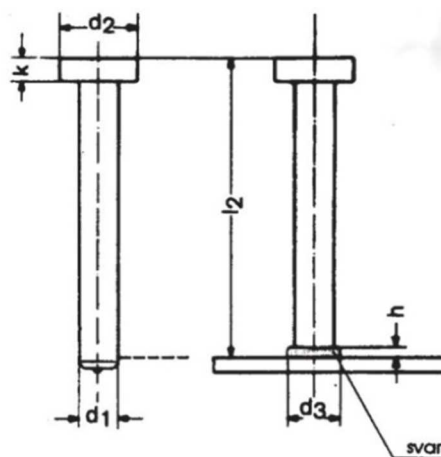
## 8 SPŘAŽENÍ

Zajištění spolupůsobení betonové desky s ocelovým nosníkem se provede pomocí spřažení ocelovými spřahovacími trny. Výpočet únosnosti těchto trnů do průměru 25 mm je uveden v [7]. Pro tuto konstrukci byly navrženy trny s hlavou typu SD, které jsou vyrobeny z oceli St 37-3K pevnosti  $f_u = 450$  MPa. Navržený průměr trnů je 22 mm a délka 170 mm po přivaření. Musí být dodrženy všechny konstrukční zásady umístění trnů. Minimálně 20 mm od hrany pásnice,  $2,5 \times d$  mezi trny v příčném směru a  $5 \times d$  v podélném směru. V místě spřažení se přidá jeden prut výztuže příčně i podélně (pokud už tam není), kvůli svislým odtrhovým silám. Podélný prut bude dlouhý přes délku pásnice + kotevní délka na každou stranu pásnice. (viz. Obr.52,53,54).

Tab. 42: rozměry spřahovacího trnu

Průměr trnu	d1	22	mm
Průměr hlavy trnu	d2	34,9	mm
Výška hlavy trnu	k	10	mm
Celková výrobní výška trnu	l	175	mm
Výška trnu po přivaření (výška trnu se zkrátí cca o 5mm)	hsc	170	mm
Mez pevnosti po přivaření	$f_u$	450	MPa





Obr. 50: spřahovací trn s hlavou typu SD

$$\alpha = \min \left\{ 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ pro } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \right. \\ \left. 1,0 \right\} = 1,0$$

Únosnost trnu v plné desce:

$$P_{rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 136,85 \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} = 151,98 \end{array} \right\} = 136,85$$

Únosnost trnu pro mezní stav použitelnosti:  $0,6 \times P_{rk} = 82,11 \text{ kN}$

Únosnost trnu pro mezní stav únosnosti:  $P_{rd} = \frac{P_{rk}}{\gamma_v} = 109,48 \text{ kN}$

## 8.1 HLAVNÍ NOSNÍK

### 8.1.1 MSP

Z ekonomického hlediska je výhodné navrhnout spřažení na více úseků. Posouvající síla je maximální v podporových oblastech a směrem ke středu rozpětí se snižuje, proto není vhodné navrhnout jednotnou hustotu trnů na celou délku nosníku. Proto je spřažení řešeno v podpoře a současně ve 1/4 délky rozpětí posuzovaného pole. V těchto místech jsou stanoveny smykové síly, které je nutné daným množstvím a velikostí spřahovacích prostředků přenést. Výpočet vychází z MSP, proto jsou do výpočtu brány charakteristické hodnoty.

#### Posouvající síla v místě podpory

$$V_{sk,1} = 1655,13 \text{ kN}$$

Počáteční beton:

$$\begin{aligned} n &= 6,269 \\ I_i &= 7,86 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\ x_i &= 505,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

Vodorovná posouvající síla:

$$V_1 = V_{sk,1} \times \frac{S_i}{I_i} = V_{sk,1} \times \frac{\frac{1}{n} \times t_c \times b_{eff} \times \left(x_i - \frac{t_c}{2}\right)}{I_i} = 957,76 \text{ kN}$$

Beton po 100 letech

$$\begin{aligned} n &= 17,487 \\ I_i &= 5,88 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\ x_i &= 790,19 \text{ mm} \end{aligned}$$

Vodorovná posouvající síla:

$$V_1 = V_{sk,1} \times \frac{S_i}{I_i} = V_{sk,1} \times \frac{\frac{1}{n} \times t_c \times b_{eff} \times \left(x_i - \frac{t_c}{2}\right)}{I_i} = 802,77 \text{ kN}$$

Rozhoduje beton na počátku.

#### Posouvající síly v 1/4 rozpětí vnitřního pole

$$V_{sk,2} = 854,14 \text{ kN}$$

Vodorovná posouvající síla:

$$V_2 = V_{sk,2} \times \frac{S_i}{I_i} = V_{sk,2} \times \frac{\frac{1}{n} \times t_c \times b_{eff} \times \left(x_i - \frac{t_c}{2}\right)}{I_i} = 494,26 \text{ kN}$$

#### 8.1.2 Návrh trnů

Trny budou umístěny dva vedle sebe na horní pásnici ocelového nosníku. Dvojice trnů přenesou dvojnásobek únosnosti jednoho trnu. Z celkové únosnosti lze odvodit rozteč v podélném směru pro jednotlivé úseky.

$$\text{Maximální rozteč u trnů u podpory: } e_1^{max} = \frac{2 \times 0,6 \times P_{rk}}{V_1} = 171,46 \text{ mm}$$

$$\text{Maximální rozteč u trnů v poli: } e_2^{max} = \frac{2 \times 0,6 \times P_{rk}}{V_2} = 332,25 \text{ mm}$$

$$\text{Navržená rozteč trnů: } e_1 = 150 \text{ mm}$$

$$e_2 = 300 \text{ mm}$$

### 8.1.3 MSÚ

Trny musí být navrženy tak, aby přenesly síly mezi betonovou deskou a ocelovým nosníkem. Únosnost trnu umístěného v desce je ovlivněna méně únosným prvkem, který je ve styku se spřahovacím trnem, tj. který z materiálu ocel/beton se dříve poruší. V ŽB desce je použita výztuž B 500 B, která byla navržena v kap.7.1.4

$$\begin{aligned} A_s &= 753,98 \text{ mm}^2 \\ f_{sd} &= 434,78 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maximální vodorovná síla:

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{aligned} F_{cf,a} &= \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = 21158 \text{ kN} \\ F_{cf,c} &= \frac{A_c \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s} = 15160,06 \text{ kN} \end{aligned} \right\} = 15160,06 \text{ kN}$$

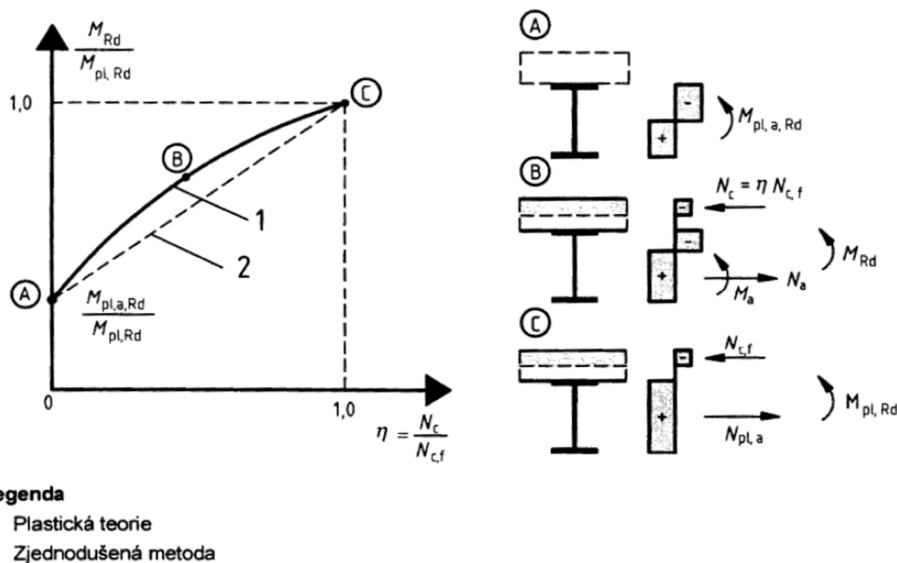
Nejprve dojde k porušení betonu.

$$\text{Minimální počet trnů na } \frac{1}{2} \text{ nosníku: } n_{min}^F = \frac{F_{cf}}{P_{rd}} = 138,5 \rightarrow 140$$

Navržený počet trnů pro plné spřažení na  $\frac{1}{2}$  nosníku:

$$N_F = \left( \frac{L}{4 \times e_1} + \frac{L}{4 \times e_2} + 1 \right) \times 2 = 141 > 140 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Navrženo bude 142 trnů na polovinu nosníku pro plné spřažení.



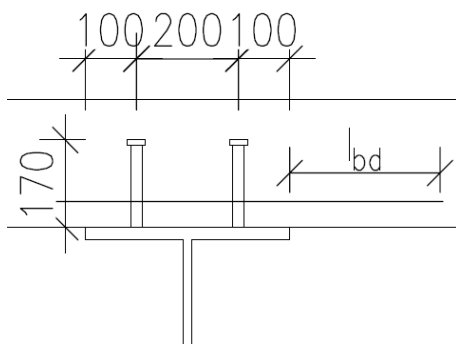
Obr. 51: vztah mezi  $M_{Rd}$  a  $N_c$  pro plné a částečné spřažení

### 8.1.4 Počet trnů na spojitém nosníku

Rozteče trnů byly navrženy podle nejnepříznivější návrhové situace. Největší hodnoty posouvajících sil se nacházely ve poli 2 a 3 spojitého nosníku. Počet trnů v jednotlivých polích a celkový počet trnů je uveden v Tab.43.

Tab. 43: počet trnů na jednom spojitém hlavním nosníku o 5 polích

trny	L	$N_F$
pole 1	20	204
pole 2	27,85	284
pole 3	27,85	284
pole 4	22	224
pole 5	17,3	178
celkem		1174



Obr. 52: příčné uspořádání trnů hlavního nosníku

## 8.2 PŘÍČNÍK V PODPOŘE

### 8.2.1 MSP

#### Posouvající síla v místě podpory

$$V_{sk,1} = 979,25 \text{ kN}$$

Počáteční beton:

$$n = 6,269$$

$$I_i = 7,10E+10 \text{ mm}^4$$

$$x_i = 614,19 \text{ mm}$$

Vodorovná posouvající síla:

$$V_1 = V_{sk,1} \times \frac{S_i}{I_i} = V_{sk,1} \times \frac{\frac{1}{n} \times t_c \times b_{eff} \times \left(x_i - \frac{t_c}{2}\right)}{I_i} = 538,07 \text{ kN}$$

Posouvající síly v 1/4 rozpětí vnitřního pole

$$V_{sk,2} = 494,36 \text{ kN}$$

Vodorovná posouvající síla:

$$V_2 = V_{sk,2} \times \frac{S_i}{I_i} = V_{sk,2} \times \frac{\frac{1}{n} \times t_c \times b_{eff} \times \left(x_i - \frac{t_c}{2}\right)}{I_i} = 271,64 \text{ kN}$$

**8.2.2 Návrh trnů**

Trny budou umístěny tři vedle sebe na horní pásnici ocelového nosníku. Trojice trnů přenesou trojnásobek únosnosti jednoho trnu.

$$\text{Maximální rozteč u trnů u podpory: } e_1^{max} = \frac{3 \times 0,6 \times P_{rk}}{V_1} = 457,80 \text{ mm}$$

$$\text{Maximální rozteč u trnů v poli: } e_2^{max} = \frac{3 \times 0,6 \times P_{rk}}{V_2} = 906,83 \text{ mm}$$

$$\text{Navržená rozteč trnů: } e_1 = 110 \text{ mm}$$

$$e_2 = 155 \text{ mm}$$

**8.2.3 MSÚ**

$$A_s = 753,98 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Maximální vodorovná síla:

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{cf,a} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = 21158 \text{ kN} \\ F_{cf,c} = \frac{A_c \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s} = 10201,71 \text{ kN} \end{array} \right\} = 10201,71 \text{ kN}$$

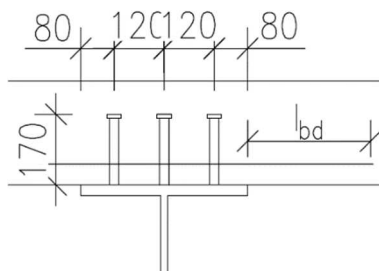
Nejprve dojde k porušení betonu.

$$\text{Minimální počet trnů na 1/2 nosníku: } n_{min}^F = \frac{F_{cf}}{P_{rd}} = 93,2 \rightarrow 96$$

Navržený počet trnů pro plné spřažení na 1/2 nosníku:

$$N_F = \left( \frac{L}{4 \times e_1} + \frac{L}{4 \times e_2} + 1 \right) \times 3 = 96 \geq 96 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Navrženo bude 96 trnů na polovinu nosníku pro plné spřažení. Na převislém konci bude 72 trnů. Celkový počet trnů na příčniku v podpoře bude  $2 \times 96 + 2 \times 72 = 336$  ks.



Obr. 53: příčné uspořádání trnů příčniku v podpoře

### 8.3 PŘÍČNÍK V POLI

#### 8.3.1 MSP

##### Posouvající síla v místě podpory

$$V_{sk,1} = 127,71 \text{ kN}$$

Počáteční beton:

$$n = 6,269$$

$$I_i = 1,21E+10 \text{ mm}^4$$

$$x_i = 289,12 \text{ mm}$$

Vodorovná posouvající síla:

$$V_1 = V_{sk,1} \times \frac{S_i}{I_i} = V_{sk,1} \times \frac{\frac{1}{n} \times t_c \times b_{eff} \times \left(x_i - \frac{t_c}{2}\right)}{I_i} = 138,46 \text{ kN}$$

##### Posouvající síly v 1/4 rozpětí vnitřního pole

$$V_{sk,2} = 65,74 \text{ kN}$$

Vodorovná posouvající síla:

$$V_2 = V_{sk,2} \times \frac{S_i}{I_i} = V_{sk,2} \times \frac{\frac{1}{n} \times t_c \times b_{eff} \times \left(x_i - \frac{t_c}{2}\right)}{I_i} = 71,27 \text{ kN}$$

#### 8.3.2 Návrh trnů

Trny budou umístěny tři vedle sebe na horní pásnici ocelového nosníku. Trojice trnů přenesou trojnásobek únosnosti jednoho trnu.

Maximální rozteč u trnů u podpory:  $e_1^{max} = \frac{3 \times 0,6 \times P_{rk}}{V_1} = 1779,02 \text{ mm}$

Maximální rozteč u trnů v poli:  $e_2^{max} = \frac{3 \times 0,6 \times P_{rk}}{V_2} = 3456,02 \text{ mm}$

Navržená rozteč trnů:  $e_1 = 110 \text{ mm}$

$e_2 = 220 \text{ mm}$

### 8.3.3 MSÚ

$A_s = 753,98 \text{ mm}^2$

$f_{sd} = 434,78 \text{ MPa}$

Maximální vodorovná síla:

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{cf,a} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = 9088,12 \text{ kN} \\ F_{cf,c} = \frac{A_c \times 0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s} = 10201,71 \text{ kN} \end{array} \right\} = 9088,12 \text{ kN}$$

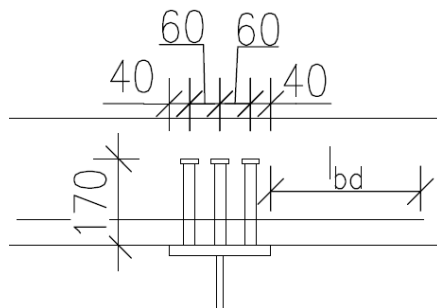
Nejprve dojde k porušení oceli.

Minimální počet trnů na  $\frac{1}{2}$  nosníku:  $n_{min}^F = \frac{F_{cf}}{P_{rd}} = 83 \rightarrow 84$

Navržený počet trnů pro plné sprážením na  $\frac{1}{2}$  nosníku:

$$N_F = \left( \frac{L}{4 \times e_1} + \frac{L}{4 \times e_2} + 1 \right) \times 3 = 84 \geq 84 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Navrženo bude 84 trnů na polovinu nosníku pro plné sprážením. Na převislém konci bude 63 trnů. Celkový počet trnů na příčnicku v podpoře bude  $2 \times 96 + 2 \times 63 = 318$  ks.



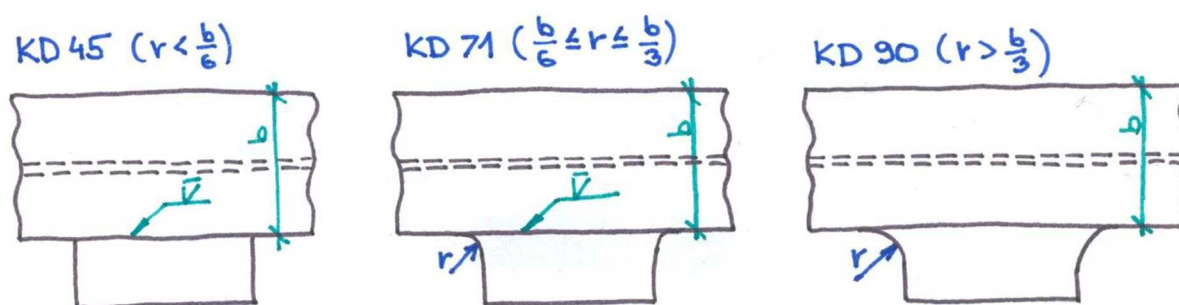
Obr. 54: příčné uspořádání trnů příčnicku v poli

## 9 ÚNAVA

Dle [23] a dle empirického pozorování, ocelové mosty pozemních komunikací nejsou příliš náchylné na únavu. Běžně se výpočet na únavu provádí podle [10], ale nepříznivé účinky únavy lze omezit použitím vhodných konstrukčních detailů.

Při únavovém procesu dochází ke vzniku iniciačních trhlin v oblasti vrubů. Vrub je místo v konstrukci, kde lokálně působí zvýšené napětí ve srovnání s okolním materiálem. Např. náhlá změna geometrie (zúžení, rozšíření, otvor), defekty v materiálu nebo svarech, povrchové vady (neopracovaný povrch svaru, rýhy) nebo vlastní pnutí. Ocele s vyššími pevnostmi než S235, mají vyšší únavovou pevnost pouze u prvků s minimálními vruby. Pokud se v konstrukci nachází konstrukční detaily s výraznějšími vruby tak je únavová pevnost v podstatě stejná.

Konstrukční detail závisí na vhodném konstrukčním opracování a na vhodném použití svařovací technologie. Při nepatrném použití náběhů při připojování dvou pásnic kolmo k sobě, lze zvýšit kategorii detailu i dvojnásobně, viz. Obr.55.



Obr. 55: rozdíly v konstrukčních detailech [34]

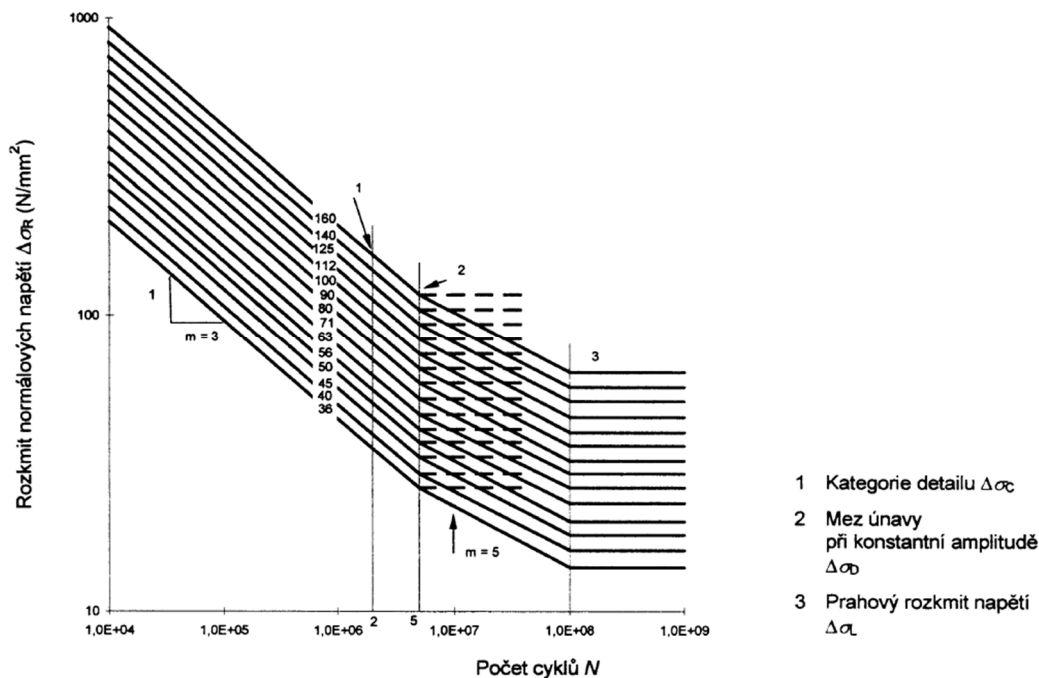
KD XY – konstrukční detail, XY je napětí, které má danou únavovou únosnost při 2 milionech cyklů a musí být větší než ekvivalentní rozkmit napětí. V [10] je ke každému detailu přiřazena Wöhlerova křivka (Obr.56).

Všechny prvky v konstrukci mostu budou konstrukčně provedeny tak, aby dosahovaly co největší únavové pevnosti, tzn. že budou v co nejvyšší kategorii únavového detailu. Výztuhy budou mít výřezy po šířce navrhnuté v kap.7, po výšce u horní pásnice max. 100 mm kvůli boulení a u dolní pásnice dle potřeby. Kolmý přípoj pásnic příčnicku k pásnici hlavních nosníků bude s náběhy, jako je tomu na Obr. 55 vpravo. Poloměr náběhů bude větší, než třetina šířky pásnice hlavního nosníku, viz. výkresová dokumentace.

Konkrétně:

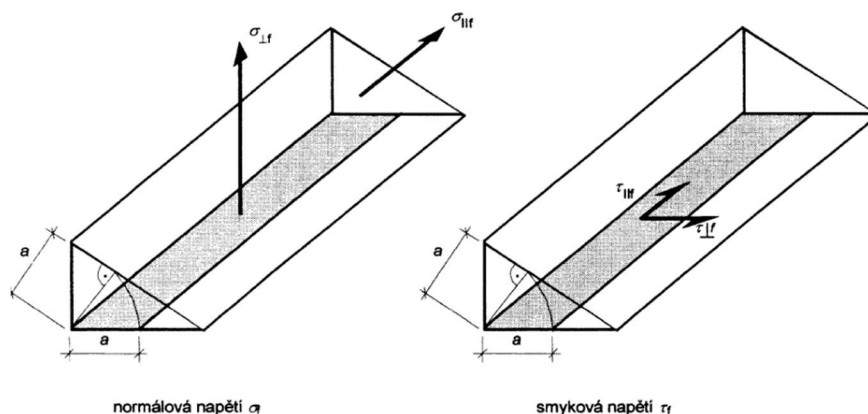


- Koutové svary hlavních nosníků a příčníků – KD 125
- Svarové připoje příčníků k hlavním nosníkům – KD 112
- Koutové svary výztuh – KD 80



Obr. 56: křivky únavové pevnosti pro rozkmity normálových napětí

Napětí se mají vypočítat pro mezní stav použitelnosti. V základním materiálu se uvažují napětí jmenovitá normálová  $\sigma$  a smyková  $\tau$ . Ve svarech se podle Obr.57 uvažují normálová napětí  $\sigma_{wf}$  ve směru rovnoběžném k ose svaru a vypočtou se následovně:  $\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_{\perp f}^2 + \tau_{\perp f}^2}$  a smyková napětí ve směru rovnoběžném s osou svaru  $\tau_{wf}$ , kde  $\tau_{wf} = \tau_{\parallel f}$ , která se posuzují nezávisle na sobě.



Obr. 57: uvažovaná napětí v koutových svarech při únavě

## 10 SVAROVÉ SPOJE

Před svařováním musí být svarové plochy a nejbližší okolí svaru očištěny od rzi, barvy a všech nečistot do kovového lesku broušením ocelovým kartáčem a osušeny propanbutanovým plamenem. Je nutné materiál před svařováním přehřát. Přehřev bude proveden elektrickým odporem, kontrola přehřevu bude provedena termokřídou nebo dotykovým teploměrem. U materiálu tl. menší než 20 mm bez přehřevu, u tl. větších než 20 mm přehřev na  $110\text{ °C} \pm 10\text{ °C}$ . Bude-li teplota mezi  $20\text{ °C} - 0\text{ °C}$ , musí se materiál přehřát na  $50\text{ °C}$ . Klesne-li teplota pod  $0\text{ °C}$ , materiál přehřát na teplotu nejméně  $70\text{ °C}$ , a to i materiál u něhož přehřátí při svařování do  $0\text{ °C}$  není předepsáno. Základní materiál přehřát na čtyři tloušťky materiálu, maximálně však 50 mm dle [31]. Teplota přehřevu musí být udržována po celou dobu svařování. Základním materiálem je ocel S355J2+N pro všechny části ocelových prvků, kromě dolních pásnice hlavních nosníků, které jsou z oceli S355NL.

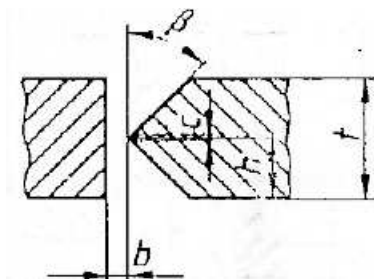
### 10.1 MONTÁŽNÍ SVAR

Montážní svary jsou realizovány jako tupé svary s plným provařením. Tupé svarové přípoje jsou nejvhodnějším typem spojů. Únosnost tupých svarů je rovna základnímu materiálu. Je u nich zachován silový tok. Obrobením převýšené svarové housenky do úrovně základního materiálu lze docílit výrazného snížení vrubového účinku. Tupé svary vznikají svařením dvou dílců, přiložených na tupo k sobě, zpravidla za použití přídavného materiálu. Svarové plochy je nutné vhodným způsobem upravit (kromě I svaru).

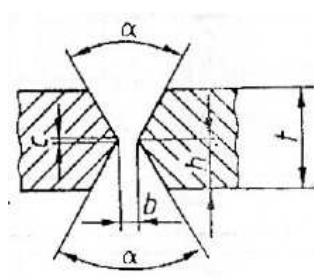
Montážní svar bude proveden metodou 111 – ruční obloukové svařování obalenou elektrodou. Tato metoda je jednou z nejstarších. Vlastní technologie spočívá v tom, že elektrický oblouk, který je napájen ze svařovacího zdroje, natavuje na jedné straně základní materiál a na druhé straně kovové jádro elektrody. Toto kovové jádro elektrody se postupně odtavuje, a zaplňuje mezeru (svarový úkos) v základním materiálu. V oblouku pak vzniká teplota  $5000 - 6000\text{ °C}$ . Pro obloukové svařování obalenými elektrodami se využívají zdroje střídavého (transformátory), nebo stejnosměrného (usměrňovače, dynama) proudu.

Horní i dolní pásnice jsou přivařeny K-svarem (viz. Obr.58). U horní pásnice se jedná o polohu svařování PA, u dolní o PE. Úhel  $\beta$  byl zvolen  $40^\circ$ , mezera  $b$  je 3 mm, otupení  $c$  je 2 mm a výška úkosu  $h$  je polovina výšky pásnice. Stojina je po výšce svařena X-svarem (viz. Obr.59), polohou svařování PF. Úhel  $\alpha$  je roven  $60^\circ$ , mezera  $b$  je 3 mm, otupení  $c$  je 2 mm a výška úkosu  $h$  je polovina výšky pásnice, dle [32]. Části stojiny, které nejsou přivařeny k pásnici, budou přivařeny k pásnicím druhého nosníku oboustranným koutovým svarem

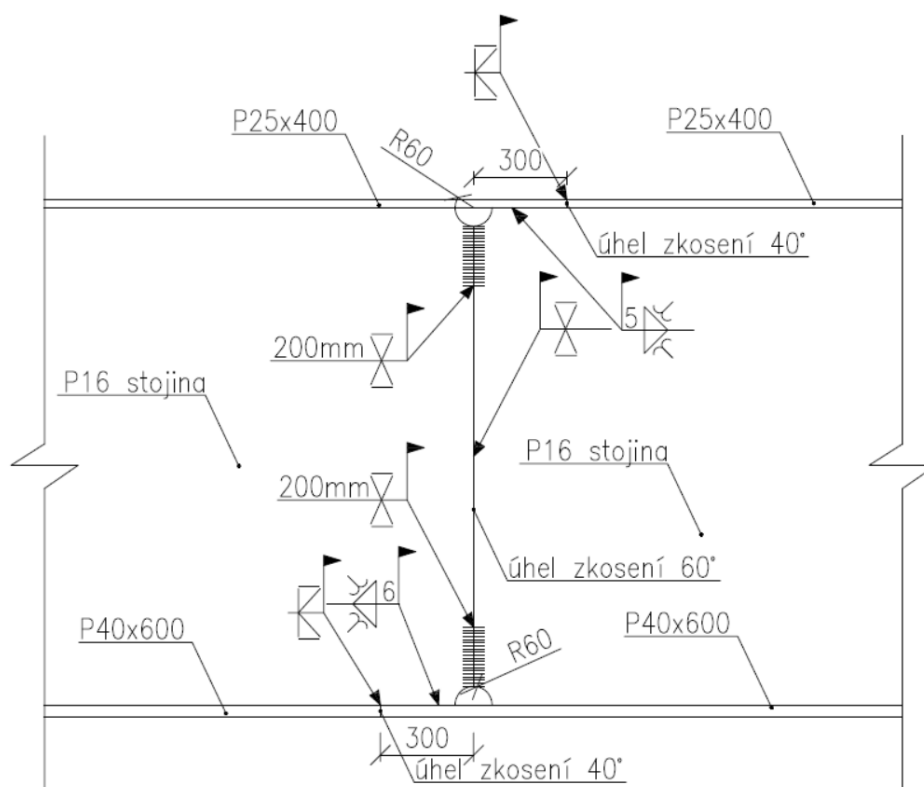
s opracováním. Přídavným materiálem je obalená elektroda OK 43.32 firmy ESAB [33] s průměrem 3,2 mm, která se použije na svaření kořene svaru a s průměrem 6 mm, která se použije na svaření výplně svaru. Důležité jsou nedestruktivní zkoušky svarů. Vizuální kontrola bude provedena na 100 %. Radiografická a ultrazvuková zkouška se provede v rozsahu 100 % délky svaru stupně jakosti svaru C.



Obr. 58: K-svar



Obr. 59: X-svar

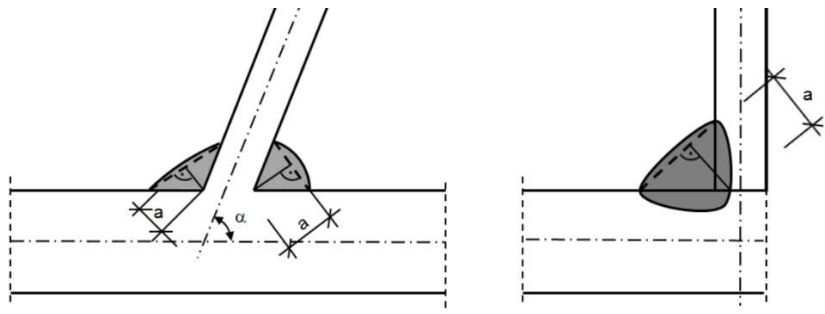


Obr. 60: montážní spoj hlavního nosníku

## 10.2 KOUTOVÝ SVAR – PŘÍPOJ PŘÍČNÍKU K HLAVNÍMU NOSNÍKU

Jedná se o přípoj stojiny příčnicku ke stojině hlavního nosníku. Tyto svary jsou provedeny v továrně automatovým svařováním, např. metodou 121 – svařování pod tavidlem s drátovou elektrodou. Svar je namáhaný posouvající silou působící na příčnicku. Účinná výška svaru „a“ je výška rovnoramenného trojúhelníku vepsaného do svarového tělesa (viz. Obr.61). Obecně

ve svarech vzniká normálové a smykové napětí (viz. Obr.57).  $\sigma_{\parallel} \approx 0$ , zanedbává se vzhledem malému průřezu.



Obr. 61: účinná výška svaru

Napětí ve svaru se posuzuje s dovoleným namáháním, musí být splněny dvě podmínky:

1. Podmínka: výsledné napětí ve svaru musí být menší nebo rovno než mezní dovolené výsledné namáhání svaru

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

2. Podmínka: normálové napětí v účinné rovině kolmé na osu svaru musí být menší nebo rovno než mezní dovolené normálové namáhání svaru

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Meze pevnosti  $f_u$ : 510 MPa

Součinitel spolehlivosti  $\gamma_{M2}$ : 1,25

Korekční součinitel  $\beta_w$ : 0,9

Účinná výška svaru  $a$ : 4 mm

### 10.2.1 Příčník v podpoře

Navržena je minimální délka svaru, na kterou svar vyhoví. Předpokládá délka svaru je výška celé stojiny příčníku v podpoře. Příčník je připojen oboustranným svarem.

Posouvající síla  $V_{Ed} = 1705,99$  kN

Navržená délka svaru  $L = 820$  mm

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{2 \times a \times L} = 260,06 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 450,44 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 453,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{využití } 99,36 \%$$

$$\sigma_{\perp} = 0 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 367,2 \text{ MPa}$$

### 10.2.2 Příčník v poli

Navržena je minimální délka svaru, na kterou svar vyhoví. Předpokládá délka svaru je výška celé stojiny příčníku v podpoře. Příčník je připojen oboustranným svarem.

Posouvající síla  $V_{Ed} = 310,06 \text{ kN}$

Navržená délka svaru  $L = 150 \text{ mm}$

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{2 \times a \times L} = 258,38 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 447,53 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 453,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{využití } 98,72 \%$$

$$\sigma_{\perp} = 0 \text{ MPa} \leq 0,9 \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 367,2 \text{ MPa}$$

## 10.3 KRČNÍ SVARY

$\beta_w$	0,9
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_u$	510 MPa

Vzorec pro výpočet napětí:  $\tau_{\parallel,i} = \frac{V_{Ed,i} \times S_{y,i}}{I_i \times 2 \times a_{w,i}}$

### 10.3.1 Hlavní nosník

#### Horní pásnice

$a_w$  5 mm

Montážní stav:

$V_{ed,1}$	1455,81 kN
$S_{y,h}$	10063758,4 mm <sup>3</sup>
$\tau_{\parallel,h,m}$	56,428 MPa

Provozní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,2} & 2635,52 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 2428498,844 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,p} & 8,139 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_{II,h} = \tau_{II,h,m} + \tau_{II,h,p} \quad 64,567 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}} = 261,73 \text{ MPa}$$

### Dolní pásnice

$$a_w \quad 6 \text{ mm}$$

Montážní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,1} & 1455,81 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 15026979,9 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,m} & 70,21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Provozní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,2} & 2635,52 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 33351602,8 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,p} & 93,14 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_{II,h} = \tau_{II,h,m} + \tau_{II,h,p} \quad 163,36 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}} = 261,73 \text{ MPa}$$

### 10.3.2 Příčník v podpoře

#### Horní pásnice

$$a_w \quad 5 \text{ mm}$$

Montážní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,1} & 181,84 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 10063758,4 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,m} & 7,05 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Provozní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,2} & 1705,99 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 3516939,45 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,p} & 8,45 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_{II,h} = \tau_{II,h,m} + \tau_{II,h,p} \quad 15,49 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}} = 261,73 \text{ MPa}$$

### Dolní pásnice

$$a_w \quad 6 \text{ mm}$$

Montážní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,1} & 181,84 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 15026979,9 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,m} & 8,77 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Provozní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,2} & 1705,99 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 24739345,3 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,p} & 49,53 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_{II,h} = \tau_{II,h,m} + \tau_{II,h,p} \quad 58,29 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}} = 261,73 \text{ MPa}$$

### 10.3.3 Příčník v poli

#### Horní pásnice

$$a_w \quad 5 \text{ mm}$$

Montážní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,1} & 161,87 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 2161875,0 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,m} & 12,425 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Provozní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,2} & 310,06 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 116480,16 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,p} & 0,30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_{II,h} = \tau_{II,h,m} + \tau_{II,h,p} \quad 12,72 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}} = 261,73 \text{ MPa}$$

### Dolní pásnice

$$a_w \quad 5 \text{ mm}$$

Montážní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,1} & 161,87 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 3414375,0 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,m} & 19,62 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Provozní stav:

$$\begin{aligned} V_{ed,2} & 310,06 \text{ kN} \\ S_{y,h} & 6550559,52 \text{ mm}^3 \\ \tau_{II,h,p} & 16,82 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_{II,h} = \tau_{II,h,m} + \tau_{II,h,p} \quad 36,45 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}} = 261,73 \text{ MPa}$$

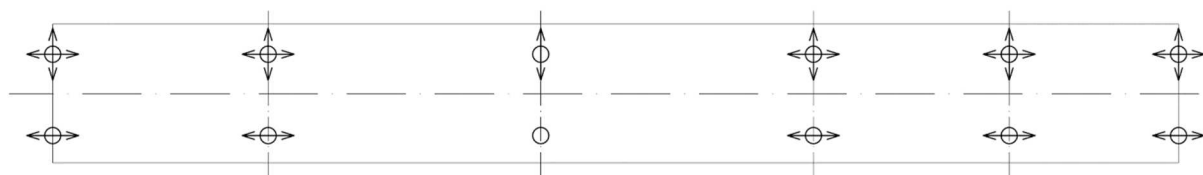
Všechny ocelové prvky vyhovují v napjatosti krčních svarů.



## 11 LOŽISKA

### 11.1 NÁVRH LOŽISKA

Ložiska zajišťují uložení mostní konstrukce na opěry a podpěry, roznesení podporových tlaků a pohyb mostu v příslušném směru. Mostní ložiska jsou navržena na maximální svislé posouvající síly a vodorovné síly, které jsou vyvolány především teplotními změnami mostu a brzdnými či rozjezdovými silami od dopravy. Most je osazen celkem 12 ložisky, z toho jedním pevným, jedním příčně posuvným, pěti všesměrně posuvnými a pěti podélně posuvnými. Jejich schéma je zobrazeno na Obr.62.



Obr. 62: schéma uložení ložisek

Dále je potřeba stanovit posun ložisek v příčném a podélném směru, který se skládá ze zkrácení a prodloužení mostu od rovnoměrné teploty a smršťování betonu. Výsledky jsou v Tab.44.

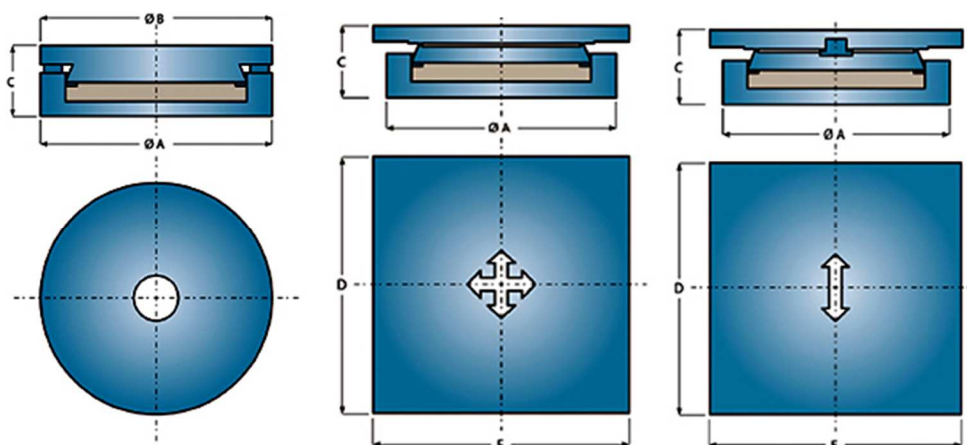
Tab. 44: posuny ložisek

Dovolené posuny ložiska			
L	67150	mm	dilatační délka - podélně
L	8000	mm	dilatační délka - příčně
Teplota			
$\Delta T_{N,con}$	-41,5	°C	zkrácení
$\Delta T_{N,exp}$	32,5	°C	prodloužení
$\alpha_{ocel}$	1,20E-05	°C <sup>-1</sup>	součinitel teplotní roztažnosti
$\Delta L_{Ti} = \Delta T_i \times \alpha \times L_i$			
$\Delta L_{T,L,con}$	-33,44	mm	posun od zkrácení - podélně
$\Delta L_{T,L,exp}$	26,19	mm	posun od prodloužení - podélně
$\Delta L_{T,T,con}$	-3,98	mm	posun od zkrácení - příčně
$\Delta L_{T,T,exp}$	3,12	mm	posun od prodloužení - příčně
Smršťování			
$\varepsilon_c$	0,00027	-	poměrná deformace od smršťování
$\Delta L_{\varepsilon i} = \varepsilon_{ci} \times L_i$			
$\Delta L_{\varepsilon,L}$	-18,131	mm	posun od smršťování - podélně
$\Delta L_{\varepsilon,T}$	-2,160	mm	posun od smršťování - příčně
Celkové posuny			
$\Delta L_{L-}$	-51,571	mm	záporný posun - podélně
$\Delta L_{L+}$	26,19	mm	kladný posun - podélně
$\Delta L_{T-}$	-6,144	mm	záporný posun - příčně
$\Delta L_{T+}$	3,12	mm	kladný posun - příčně

Navržená jsou hrncová ložiska fy. Freyssinet [21]:

- Pevné: TETRON CD/FX 24000 – 1200 (1 ks)
- Všesměrně posuvné: TETRON CD/GL 24000 – 50 – 20 (5 ks)
- Jednosměrně posuvné: TETRON CD/GG 24000 – 1200 – 50 (1 ks příčně, 5 ks podélně)

Tabulky rozměrů jsou uvedeny v příloze. Lze si všimnout v Tab.44, že záporný posun je větším než 50 mm. Jelikož celkový posun je  $\pm 50$  mm, což znamená 100 mm, ložisko se nastaví pro jinou teplotou, než na kterou byl vypočítaný posun.



Obr. 63: pevné, všesměrné a jednosměrně posuvné ložisko

## 11.2 HRNCOVÉ LOŽISKO

V kap.4.4.9 jsou popsány parametry betonu podlití, vyrovnání apod. Jak bylo zmíněno výše, ložiska se osazují až po provedení kompletních zásypů za opěrou a po proběhnutí všech vodorovných deformací a natočení hlav pilot.

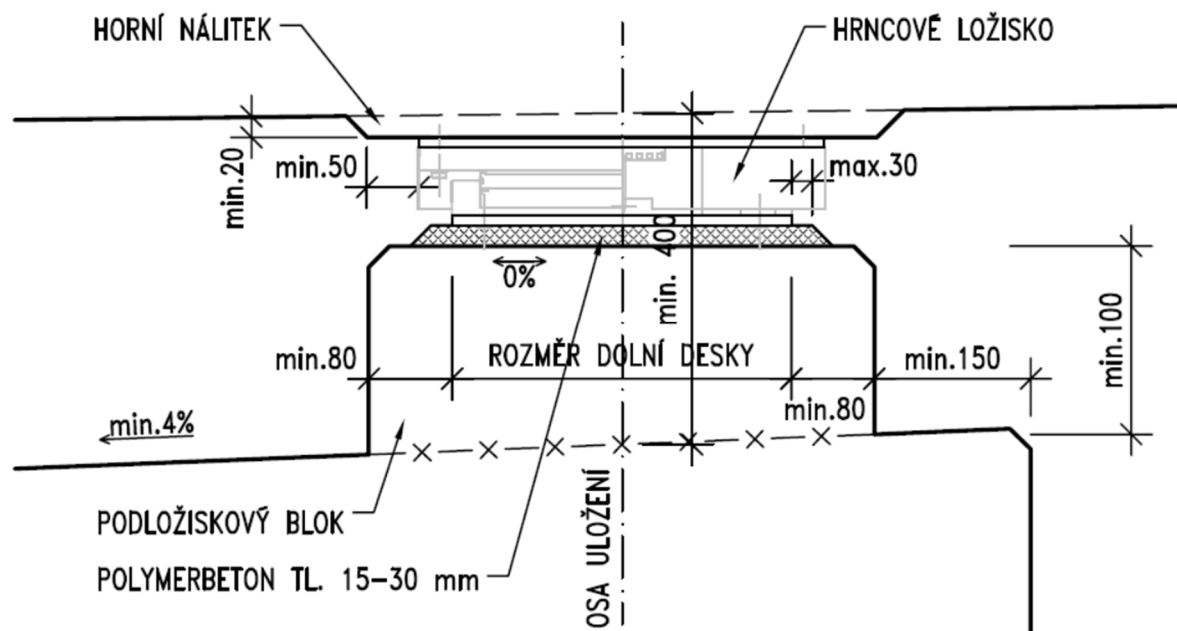
Hrncová ložiska jsou bodová výkyvná ložiska, u nichž je elastomerová deska, přenášející svislé zatížení, obklopena ocelovým tělem ložiska. Tělo ložiska se skládá z kruhového hrnce a pístu, tvořícího víko ložiska. V uzavřeném prostoru se elastomerová deska chová jako kapalina, tzn., že vnitřní hydrostatický tlak je stále rovnoměrný. Vodorovné síly se přenášejí přes kontakt pístu a hrnce do těla ložiska. Píst je do hrnce zalícován tak, aby se mohl naklápět. Při natočení pístu důsledkem pootočení konstrukce v bodě podepření se elastomer přesune ze stisknuté strany na stranu odlehčenou při zachování vnitřního tlaku. Naklápěcí osa leží na průměru elastomerové desky, která je ve styku s pístem.

Přeprava ložiska musí odpovídat TPP výrobce. Ložisko je ve výrobním závodu smontováno do jediného celku pomocí montážního spojení dle pokynů pro výrobu ložiska. Je nutné je skladovat v suchých uzavřených prostorech, které jsou chráněny proti zašpinění, vlhkosti a poškození. Je nutno provést přípravu pro osazení dle plánu osazení ložisek.

Ložiska se osazují na vhodnou vrstvu plastmalty. Povrch dosedací plochy musí být čistý a suchý. Dosedací plocha musí být vodorovná s maximální dovolenou chybou pootočení z konkrétní polohy v rozsahu 0.3 %. Při osazování (montáži) je nutné respektovat ochranu proti bludným proudům (TP 124) a vzít do úvahy příslušné detaily uvedené ve VL 4. Kompletní ložisko (včetně kotevních desek) se osadí na vrstvě malty na ložiskovém bloku. Nosná konstrukce zůstane zavěšena na zdvihacím prostředku, dokud se prostor mezi ložiskem a

prefabrikátem nevyplní maltou s rychlým tuhnutím vtlačováním, injektáží nebo litím zvláštním otvorem v prefabrikátu. Způsob ukládání malty, volba malty a její konzistence je závislá na rozměru prefabrikátu, rozměru ložiska a přístupnosti prostoru mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou. Ložisková deska (deska pro výměnu ložiska) se po montáži nosné konstrukce ke konstrukci přivaří (musí být eliminován vliv teploty) nebo přišroubuje (utažení šroubů musí být provedeno stejnoměrně tak, aby se zabránilo překročení napětí v jakékoliv části ložiska). Pro vyrovnání sklonů nosné konstrukce se používají, jako desky pro výměnu, případně samostatně, klínové desky. Doporučuje se osazovat ocelobetonové konstrukce v době stálých teplot (například v časných ranních hodinách). Podporové oblasti jsou vyztuženy na soustředěný tlak a příčné tahové síly. Vyztužení musí umožnit řádné probetonování oblasti nad ložiskem.

Popis ložiska, jeho dopravy na staveniště a montáže byl popsán dle [24], [26], [28] a [29].



Obr. 64: uložení hrncového ložiska dle VL4

## 12 MOSTNÍ ZÁVĚRY

Posuvná ložiska umožňují konstrukci volně se pohybovat ve vodorovném směru. Z důvodu těchto pohybů je konstrukce mostu od okolní vozovky oddělena pomocí mostních závěrů. Mostní závěr slouží k překrytí dilatačních spár a umožňuje posun a pootočení konstrukce bez omezení plynulé dopravy na mostě. Také musí umožnit dostatečný pohyb konstrukce mostu bez vzniku dodatečných napětí. Mostní závěr musí být lehce vyměnitelný a snadno udržovatelný, nehlučný a vodotěsný, protože zabraňuje prosakování vody z vozovky k ložiskům a spodní stavbě mostu. Je lepší navrhnout pro každou opěru samostatný mostní

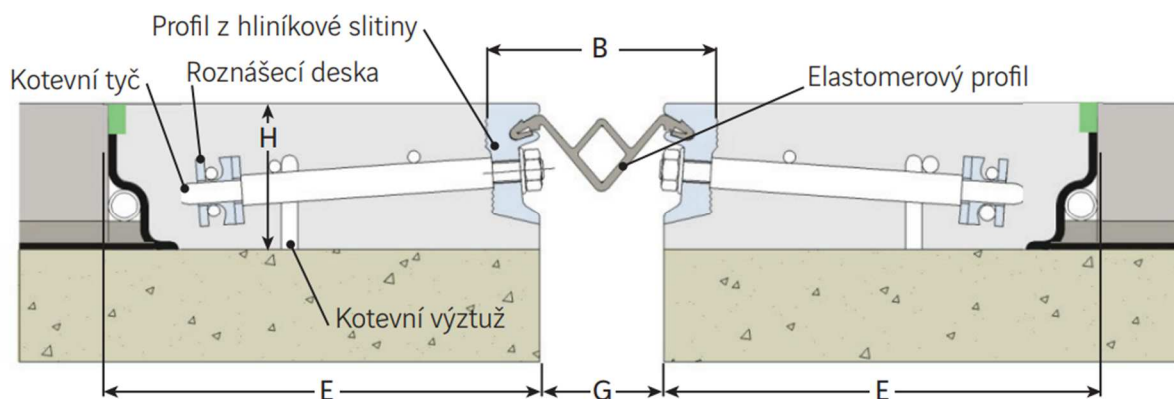
závěr, protože posuny na obou koncích nejsou stejné. Stejně jako u ložisek, posun se skládá ze zkrácení a prodloužení mostu od rovnoměrné teploty a smršťování betonu. Výsledky jsou v Tab.45.

Tab. 45: posuny mostních závěrů

Posuny mostních závěrů			
L	47850	mm	dilatační délka - opěra 1
L	67150	mm	dilatační délka - opěra 2
Teplota			
$\Delta T_{N,con}$	-41,5	°C	zkrácení
$\Delta T_{N,exp}$	32,5	°C	prodloužení
$\alpha_{ocel}$	1,20E-05	°C <sup>-1</sup>	součinitel teplotní roztažnosti
$\Delta L_{Ti} = \Delta T_i \times \alpha \times L_i$			
$\Delta L_{T,1,zap}$	-23,78	mm	posun od zkrácení - opěra 1
$\Delta L_{T,1,kl}$	18,66	mm	posun od prodloužení - opěra 1
$\Delta L_{T,2,zap}$	-33,44	mm	posun od zkrácení - opěra 2
$\Delta L_{T,2,kl}$	26,19	mm	posun od prodloužení - opěra 2
Smršťování			
$\epsilon_c$	0,00027	-	poměrná deformace od smršťování
$\Delta L_{\epsilon i} = \epsilon_{ci} \times L_i$			
$\Delta L_{\epsilon,1}$	-12,920	mm	posun od smršťování - opěra 1
$\Delta L_{\epsilon,2}$	-18,131	mm	posun od smršťování - opěra 2
Celkové posuny			
$\Delta L_1$	-55,361	mm	celkový posun - opěra 1
$\Delta L_2$	-77,760	mm	celkový posun - opěra 2

Navrženy jsou povrchové mostní závěry fy. Freyssinet [21]. Jedná se o mostní závěry s jednoduchým těsněním spár a skládá se ze dvou profilů vyrobených z tažené hliníkové slitiny uložených čely proti sobě. Tyto profily jsou ukotveny řadou mírně nakloněných kotevních prvků do vyztužených vláknobetonových prahů zmonolitněných s konstrukcí pomocí kotevní výztuže. Kotevní prvky tvoří kotevní pruty s roznášecí deskou. Sestavené dvojice nosníků svařené k sobě tvoří celý mostní závěr.

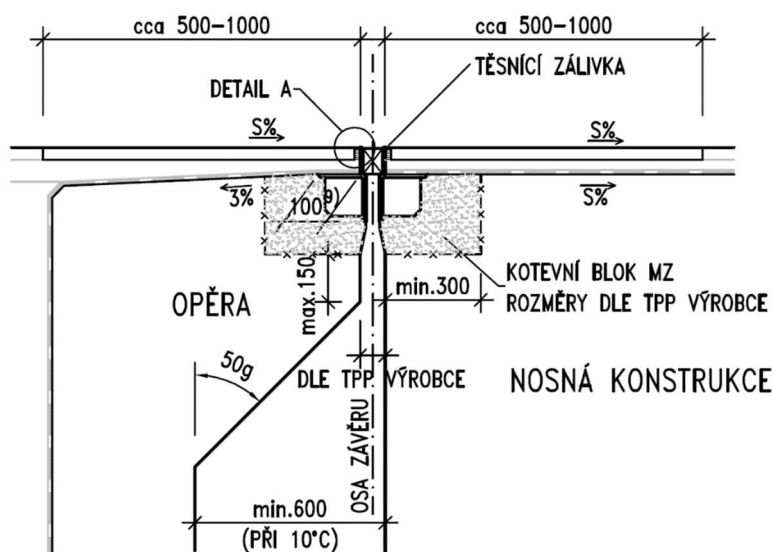
Závěry jsou osazeny pouze na tloušťku vozovkového souvrství. Jsou velmi ekonomické, snadno namontovatelné. U opěry 1 je osazen mostní závěr WRB 50 s maximálním posunem 65 mm, u opěry 2 je osazen mostní závěr WRB 65 s maximálním posunem 80 mm (viz. Obr.65). Tabulky rozměrů jsou uvedeny v příloze.



Obr. 65: navrhovaný mostní závěr WRB s kotevními prvky

Mostní závěry s jednoduchým těsněním spár mají celkovou životnost minimálně 30 let, dílčí vyměnitelné prvky min. 10 let. Způsob přepravy mostního závěru je závislý na jeho délce, hmotnosti, konstrukci a počtu přepravovaných kusů nebo dílů. Mostní závěr je nutno navrhovat a konstruovat tak, aby kromě vlastní funkce bylo zabezpečeno spolehlivé naložení, přeprava a složení mostního závěru, aniž by došlo k jeho trvalé deformaci. Mostní závěry je nutno osazovat po zhutnění přechodové oblasti, kdy je zřejmé, že již nedojde k případnému pohybu závěrné zdi k nosné konstrukci a k omezení funkce mostního závěru. Povrch kotevních kapes je nutno před montáží závěru vyčistit stejně jako pracovní spáry. Současně je třeba zkontrolovat vizuálně stav mostního závěru. Před konečným přivařením mostního závěru ke kotevním prvkům je nutno zkontrolovat výškovou a směrovou polohu mostního závěru a nastavení dilatační spáry.

Popis mostního závěru, jeho dopravy na staveniště a montáže byl popsán dle [21] a [27].



Obr. 66: mostní závěr povrchový s jednoduchým těsněním dle VL4

## 13 ZÁVĚR

Cílem této diplomové práce návrh a posudek silničního mostu se spřaženou ocelobetonovou příčnickovou mostovkou o pěti polích. Tento most je spřaženou variantou, k již existujícímu předpjatému betonovému mostu, který je právě v dokončovací fázi výstavby.

Byl vytvořen předběžný zjednodušený model, který měl za cíl charakterizovat hlavní nosné prvky konstrukce v rovinné úloze. Při správnosti modelu by bylo možné podobné konstrukce předem posuzovat jako jednoduché modely a poté pomocí superpozice navrhnout prvky, místo složitějšího modelování 3D konstrukce. Hypotéza možnosti použití zjednodušeného modelu bohužel nebyla potvrzena, protože předběžný model nedokázal vystihnout prostorové spolupůsobení jednotlivých částí nosné konstrukce a jejich tuhostí. Návrh podle toho modelu by způsobil značné předimenzování konstrukce.

Proto byly vytvořeny dva numerické 3D MKP modely mostu ve výpočetním programu SCIA Engineer. Jeden prutový a druhý desko – prutový. Každý z těchto modelů měl své pro a proti. Po zvážení všech hledisek (náročnost modelu, omezení, vnitřní síly atd.), byl vybrán desko – prutový model pro lineární globální analýzu celé konstrukce. Tento model lépe vystihuje reálné chování mostu a v praxi je hojně používán.

Všechny posuzované hlavní nosné prvky a spoje vyhověly dle norem ČSN EN na stanovená zatížení mezního stavu únosnosti i mezního stavu použitelnosti.

Vypracování diplomové práce pro mě bylo velkým přínosem, protože jsem se zabýval problematikou, se kterou jsem se v průběhu studia zatím nesetkal a prohloubil jsem si znalosti, které jsem načerpal během studia. Získal jsem více zkušeností s modelováním konstrukcí ve výpočetním programu SCIA Engineer. Také jsem získal spoustu informací, které dále využiji v praxi.

## 14 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: typický příčný řez příčníkovou mostovkou .....	- 16 -
Obr. 2: příčníková mostovka .....	- 16 -
Obr. 3: hlavní nosník s proměnnou výškou příčníkové mostovky .....	- 17 -
Obr. 4: nejúčinnější poloha zatížení na prvkové mostovce .....	- 18 -
Obr. 5: příčný řez příčníku na vnitřní podpoře .....	- 19 -
Obr. 6: příčný řez příčníku se vzpěrami .....	- 20 -
Obr. 7: příčný řez příčníku s náběhem .....	- 20 -
Obr. 8: příčný řez – výztuhy příčníku .....	- 20 -
Obr. 9: příčný řez příčníkové mostovky s konzolami .....	- 21 -
Obr. 10: ekvivalentní rozpětí na určení spolupůsobící šířky .....	- 23 -
Obr. 11: redistribuce ohybových momentů spřažených nosníků .....	- 24 -
Obr. 12: tuhost spojitého nosníku při pružnostním výpočtu s trhlinami .....	- 24 -
Obr. 13: dopravní zatížení LM1 .....	- 51 -
Obr. 14: model zatížení 2 .....	- 52 -
Obr. 15: model zatížení 3 .....	- 52 -
Obr. 16: velikost a rozmístění náprav LM3 .....	- 53 -
Obr. 17: model zatížení na únavu 3 .....	- 54 -
Obr. 18: momentový příčinek stálého zatížení .....	- 57 -
Obr. 19: momentový příčinek spojitého zatížení od dopravy pro kladný ohybový moment- 57 -	
Obr. 20: momentový příčinek spojitého zatížení od dopravy pro záporný ohybový moment- 57 -	
Obr. 21: momentový příčinek nápravových sil pro kladný ohybový moment .....	- 58 -
Obr. 22: momentový příčinek nápravových sil pro záporný ohybový moment .....	- 58 -
Obr. 23: rozložení dopravního zatížení na mostě .....	- 59 -
Obr. 24: příčinkové čáry prvního nosníku .....	- 59 -
Obr. 25: momentová únosnost průřezu s neutrální osou procházející betonovou deskou ..	- 61 -
Obr. 26: momentová únosnost průřezu s neutrální osou procházející ocelovou stojinou...	- 63 -
Obr. 27: kladný ohybový moment na příčníku .....	- 66 -
Obr. 28: Rozložení zatěžovacích pruhů, nápravových sil a příčinek zatížení na příčník....	- 66 -
Obr. 29: momentová únosnost průřezu s neutrální osou procházející ocelovou stojinou...	- 67 -
Obr. 30: záporný ohybový moment na příčníku .....	- 68 -



Obr. 31: Rozložení zatěžovacích pruhů, nápravových sil a příčin zatížení na příčník ZM-	69
-	
Obr. 32: předběžné rozměry příčníku .....	- 71 -
Obr. 33: předběžné rozměry hlavního nosníku .....	- 71 -
Obr. 34: prutový model .....	- 72 -
Obr. 35: desko – prutový model s viditelnými žebry a efektivními šířkami.....	- 73 -
Obr. 36: T-průřez.....	- 74 -
Obr. 37: Vlevo deska s prutem, vpravo T-průřez.....	- 74 -
Obr. 38: ohybový moment na T-průřezu (model č. 1) .....	- 74 -
Obr. 39: ohybový moment na prutu .....	- 75 -
Obr. 40: ohybový moment na desce.....	- 75 -
Obr. 41: normálová síla na prutu.....	- 75 -
Obr. 42: normálová síla na desce .....	- 75 -
Obr. 43: desko – prutový model.....	- 77 -
Obr. 44: plastické rozdělení napětí pro spřažený nosník pro kladný (nahore) a záporný moment (dole) .....	- 79 -
Obr. 45: průřezové charakteristiky hlavního nosníku .....	- 80 -
Obr. 46: průřezové charakteristiky příčníku v poli .....	- 87 -
Obr. 47: vliv dotvarování na spřažený průřez .....	- 99 -
Obr. 48: časová závislost smršťování.....	- 103 -
Obr. 49: rozdělení teploty po výšce nosníku.....	- 105 -
Obr. 50: spřahovací trn s hlavou typu SD .....	- 109 -
Obr. 51: vztah mezi $M_{Rd}$ a $N_c$ pro plné a částečné spřažení.....	- 112 -
Obr. 52: příčné uspořádání trnů hlavního nosníku .....	- 112 -
Obr. 53: příčné uspořádání trnů příčníku v podpoře .....	- 114 -
Obr. 54: příčné uspořádání trnů příčníku v poli .....	- 115 -
Obr. 55: rozdíly v konstrukčních detailech [34] .....	- 116 -
Obr. 56: křivky únavové pevnosti pro rozkmité normálových napětí .....	- 117 -
Obr. 57: uvažovaná napětí v koutových svarech při únavě.....	- 117 -
Obr. 58: K-svar      Obr. 59: X-svar .....	- 119 -
Obr. 60: montážní spoj hlavního nosníku .....	- 119 -
Obr. 61: účinná výška svaru .....	- 120 -
Obr. 62: schéma uložení ložisek .....	- 125 -
Obr. 63: pevné, všesměrné a jednosměrně posuvné ložisko .....	- 127 -

Obr. 64: uložení hrncového ložiska dle VL4 .....	- 128 -
Obr. 65: navržený mostní závěr WRB s kotevními pruty .....	- 130 -
Obr. 66: mostní závěr povrchový s jednoduchým těsněním dle VL4 .....	- 130 -

## 15 SEZNAM TABULEK

Tab. 1: limity redistribuce nadpodporových momentů v % z počáteční hodnoty .....	- 24 -
Tab. 2: překážky .....	- 30 -
Tab. 3: regulační součinitele .....	- 50 -
Tab. 4: počet a šířka zatěžovacích pruhů .....	- 50 -
Tab. 5: hodnoty dopravních zatížení LM1 .....	- 51 -
Tab. 6: sestavy zatížení dopravou .....	- 55 -
Tab. 7: doporučené hodnoty součinitelů $\psi$ .....	- 55 -
Tab. 8: momentové příčinky .....	- 58 -
Tab. 9: stálé zatížení .....	- 58 -
Tab. 10: hodnoty zatížení od dopravy LM1 .....	- 59 -
Tab. 11: LM1 spojitě zatížení .....	- 60 -
Tab. 12: LM1 síly od náprav .....	- 60 -
Tab. 13: moment od spojitěho zatížení od dopravy – kladný moment .....	- 60 -
Tab. 14: moment od nápravových sil – kladný moment .....	- 61 -
Tab. 15: posouzení únosnosti kladného momentu .....	- 61 -
Tab. 16: moment od spojitěho zatížení od dopravy – záporný moment .....	- 62 -
Tab. 17: moment od nápravových sil – záporný moment .....	- 62 -
Tab. 18: posouzení únosnosti záporného momentu .....	- 63 -
Tab. 19: stálé zatížení příčníků .....	- 64 -
Tab. 20: LM1 spojitě zatížení KM – příčník .....	- 66 -
Tab. 21: LM1 nápravové síly KM – příčník .....	- 66 -
Tab. 22: moment od spojitěho zatížení od dopravy na příčník – kladný moment .....	- 67 -
Tab. 23: moment od nápravových sil na příčník – kladný moment .....	- 67 -
Tab. 24: posouzení únosnosti kladného momentu – příčník .....	- 68 -
Tab. 25: LM1 spojitě zatížení ZM – příčník .....	- 69 -
Tab. 26: LM1 nápravové síly ZM – příčník .....	- 69 -
Tab. 27: moment od spojitěho zatížení od dopravy na příčník – záporný moment .....	- 69 -
Tab. 28: moment od nápravových sil na příčník – kladný moment .....	- 69 -

Tab. 29: posouzení únosnosti záporného momentu – příčník .....	- 70 -
Tab. 30: porovnání vnitřních sil modelů .....	- 76 -
Tab. 31: zatěžovací stavy .....	- 77 -
Tab. 32: výpočet ohybových momentů pro MSÚ .....	- 79 -
Tab. 33: vnitřní síly hlavního nosníku - MSÚ .....	- 79 -
Tab. 34: vnitřní síly příčníků v podpoře - MSÚ .....	- 84 -
Tab. 35: vnitřní síly příčníku v poli - MSÚ .....	- 87 -
Tab. 36: vnitřní síly hlavního nosníku – MSP .....	- 93 -
Tab. 37: vnitřní síly příčníku v poli – MSP .....	- 97 -
Tab. 38: teplotní charakteristiky .....	- 106 -
Tab. 39: průběh teplot po výškách a poměrné přetvoření .....	- 106 -
Tab. 40: síly vyvolané teplotou .....	- 106 -
Tab. 41: průhyby prvků .....	- 107 -
Tab. 42: rozměry spřahovacího trnu .....	- 108 -
Tab. 43: počet trnů na jednom spojitým hlavním nosníku o 5 polích .....	- 112 -
Tab. 44: posuny ložisek .....	- 125 -
Tab. 45: posuny mostních závěrů .....	- 129 -

## 16 POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004
- [2] ČSN EN 1990/A2: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2015.
- [3] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005.
- [4] ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI, 2007.
- [5] ČSN EN 1991-1-5: Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: ČNI, 2005.
- [6] ČSN EN 1992-2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty. Praha: ČNI, 2007.
- [7] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2007.

- [8] ČSN EN 1993-2: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty. Praha: ČNI, 2008.
- [9] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha: ČNI, 2007.
- [10] ČSN EN 1993-1-9: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava. Praha: ČNI, 2006.
- [11] ČSN EN 1994-1-1: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.
- [12] ČSN EN 1994-2: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty. Praha: ČNI, 2007.
- [13] ČSN 73 6200: Mosty - Terminologie a třídění. Praha: ČNI, 2011.
- [14] ČSN 73 6201: Projektování mostních objektů. Praha: ČNI, 2008.
- [15] ČSN 73 6110: Projektování místních komunikací. Praha: ČNI, 2006.
- [16] ČSN 73 6101: Projektování silnic a dálnic. Praha: ČNI, 2018.
- [17] ČSN 73 6201: Projektování mostních objektů. Praha: ČNI, 2008.
- [18] ROTTER, Tomáš a Jiří STUDNIČKA. *OCELOVÉ KONSTRUKCE 30: Ocelové mosty*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1999.
- [19] JÁNOŠ, Miroslav. Technická zpráva - C204 Most na severním obchvatu přes MK a I/46 v km 2,507 – 2,622: část Založení, Spodní stavba, Nosná konstrukce, Příslušenství. 2017.
- [20] EL SARRAF, Raed, David ILES, Amin MOMTAHAN, David EASEY a Stephen HICKS. *Steel-concrete composite bridge design guide*. 2013.
- [21] [Http://www.freyssinet.cz/](http://www.freyssinet.cz/) [online]. [cit. 2018-11-14].
- [22] TKP 19B: PROTIKOROZNÍ OCHRANA OCELOVÝCH MOSTŮ A KONSTRUKCÍ, část B. Praha, 2013.
- [23] TP 79: NAVRHOVÁNÍ SPŘAŽENÝCH OCELOBETONOVÝCH MOSTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ. Praha, 2014.
- [24] TKP 22: MOSTNÍ LOŽISKA. Praha, 2007.

- [25] TKP 23: MOSTNÍ ZÁVĚRY. Praha, 2007.
- [26] TP 75: Uložení nosných konstrukcí mostů na pozemních komunikacích. Praha, 2006.
- [27] TP 86: MOSTNÍ ZÁVĚRY. Praha, 2009.
- [28] TP 173: POUŽITÍ MOSTNÍCH HRNCOVÝCH LOŽISEK. Praha, 2006.
- [29] TP 262: LOŽISKA MOSTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ. Praha, 2018.
- [30] MAJER, Lubomír. Navrhování a posuzování svařovaných konstrukcí a tlakových zařízení: učební texty pro kurzy svářečských inženýrů a technologů. Ostrava: ZEROSS, 1999. ISBN 80-85771-70-5.
- [31] ČSN EN ISO 13916: Svařování - Směrnice pro měření teploty předeřevu, teploty interpass a teploty ohřevu. ČNI, 2018.
- [32] ČSN EN ISO 9692-1: Svařování a příbuzné procesy - Doporučení pro přípravu svarových spojů - Část 1: Svařování ocelí ručně obloukovým svařováním obalenou elektrodou, tavící se elektrodou v ochranném plynu, plamenovým svařováním, svařováním wolframovou elektrodou v ochranné atmosféře inertního plynu a svařováním svazkem paprsků. ČNI, 2014.
- [33] <https://www.esab.cz/cz/cz/products/index.cfm?fuseaction=home.product&productCode=410002&tab=2> [online]. [cit. 2018-11-21].
- [34] <http://fast10.vsb.cz/krivy/> [online]. [cit. 2018-11-22].

## 16.1 POUŽITÉ VÝPOČTOVÉ A GRAFICKÉ PROGRAMY

SCIA Engineer 17.1 (studentská verze)

AutoCAD 2017 (studentská verze)

Microsoft Office 2016 (studentská verze)

## 17 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha č.1 - mapové podklady pro výpočet zatížení

Příloha č.2 – výpis použitých kombinací

Příloha č.3 – schéma zatěžovacích stavů

Příloha č.4 – návrhové vnitřní síly pro statické posudky

Příloha č.5 – rozměry ložisek a mostních závěrů

Příloha č.6 – fotodokumentace reálné konstrukce mostu

Příloha č.7– zájmové území mostu

## **VÝKRESY**

Výkres č.1 – půdorys, pohled,

Výkres č.2 –podélný řez

Výkres č.3 – příčný řez A-A

Výkres č.4 – příčný řez B-B

Výkres č.5 – dílenský výkres vybrané části-1

Výkres č.6 – dílenský výkres vybrané části-1, výkaz materiálu

VŠB – Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra konstrukcí

Návrh silničního mostu se spřaženou ocelobetonovou příčnickovou mostovkou  
Design of the road bridge with composite steel and concrete crossbar deck

## **PŘÍLOHY**

Student:

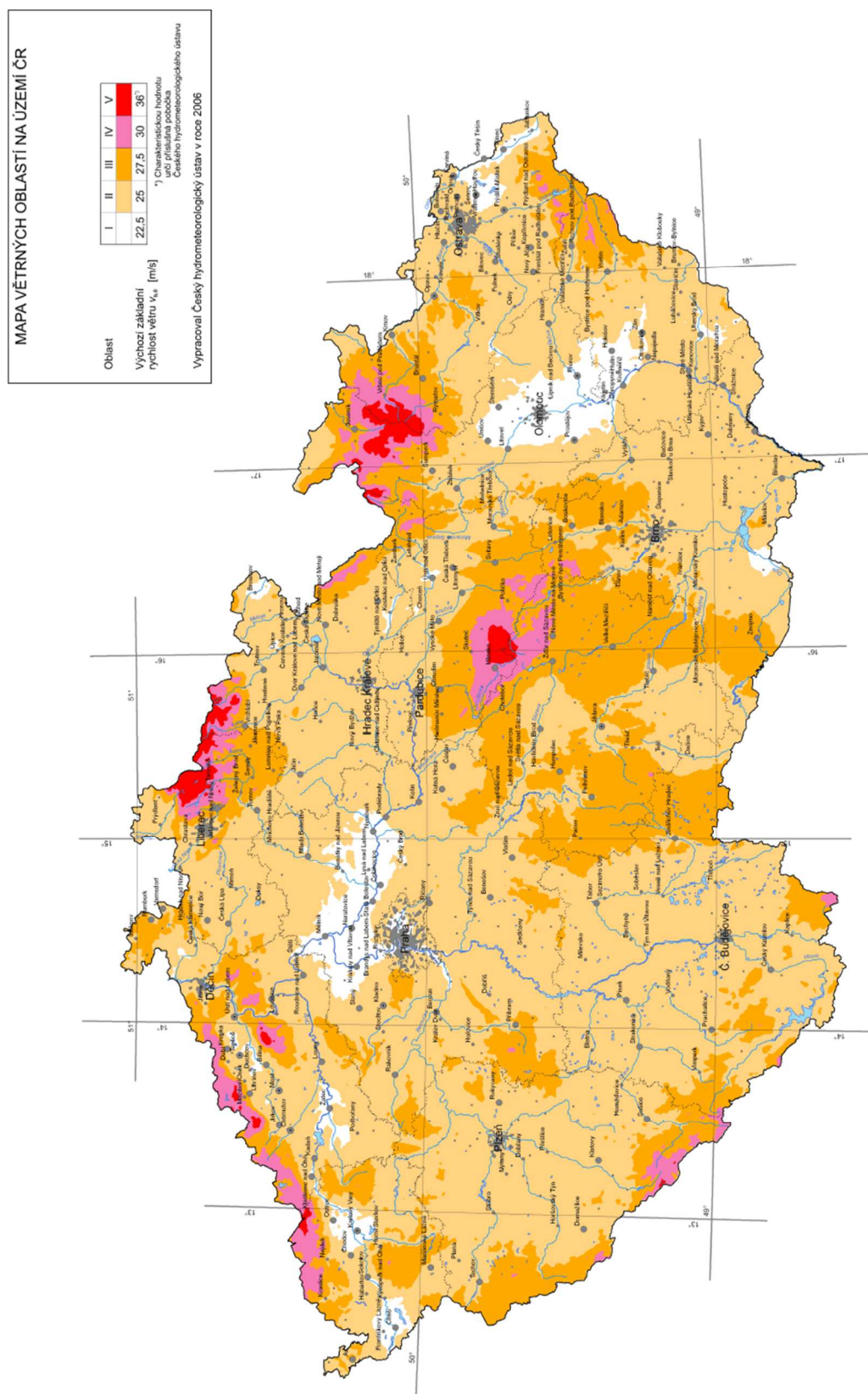
Adam Olbrecht

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2018

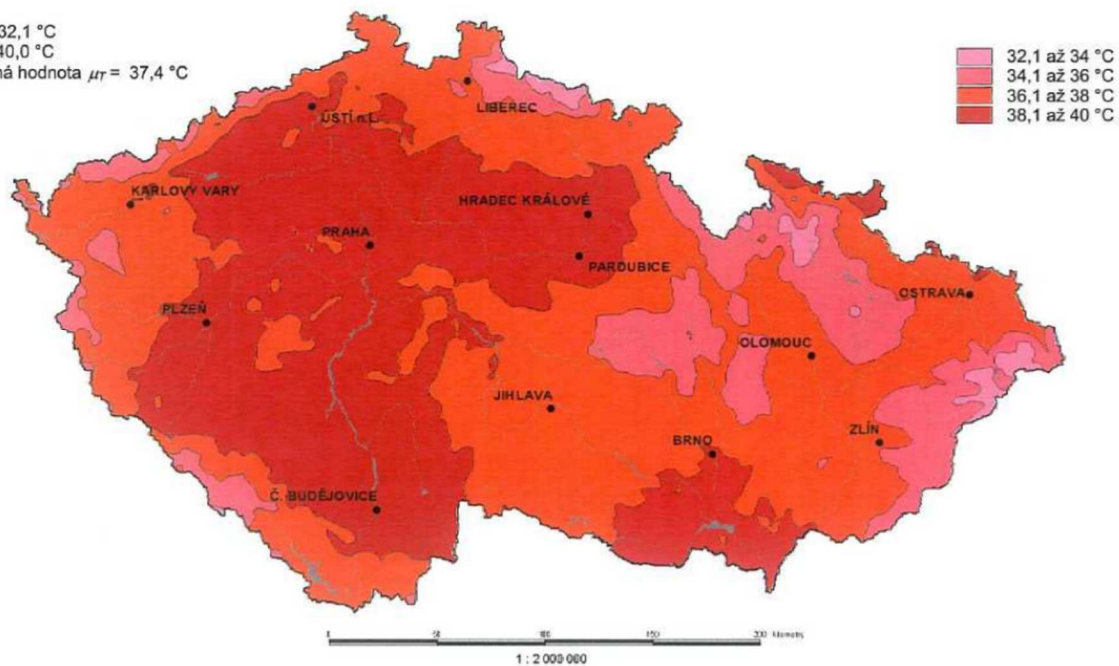
Příloha č.1 - mapové podklady pro výpočet zatížení



Mapa základních rychlostí větru  $v_{b,0}$

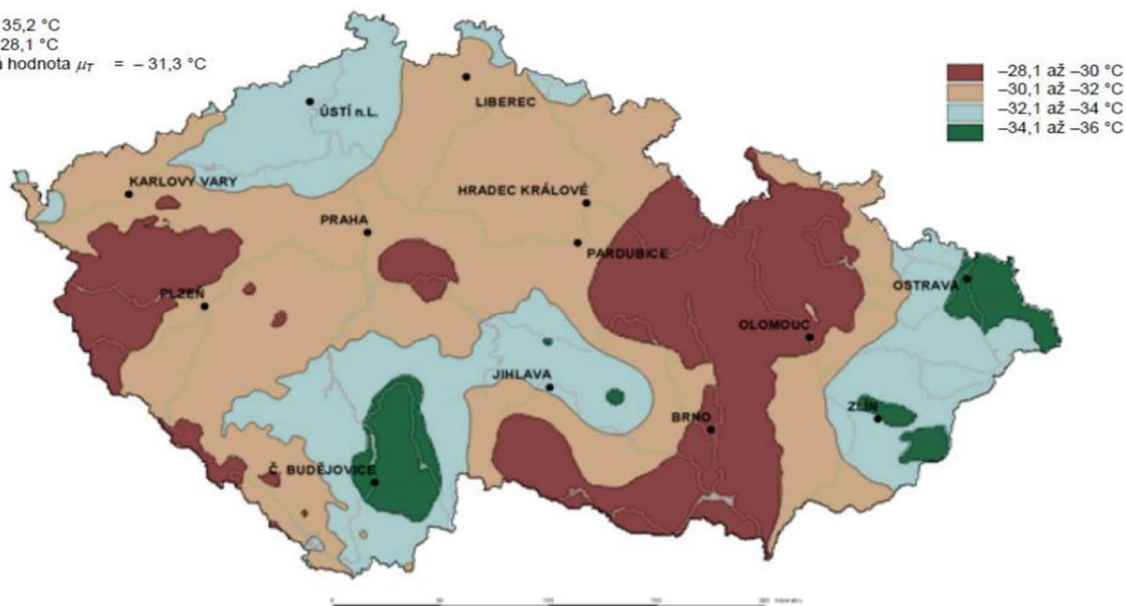


$T_{\min} = 32,1\text{ }^{\circ}\text{C}$   
 $T_{\max} = 40,0\text{ }^{\circ}\text{C}$   
 průměrná hodnota  $\mu_T = 37,4\text{ }^{\circ}\text{C}$



Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu

$T_{\min} = -35,2\text{ }^{\circ}\text{C}$   
 $T_{\max} = -28,1\text{ }^{\circ}\text{C}$   
 průměrná hodnota  $\mu_T = -31,3\text{ }^{\circ}\text{C}$



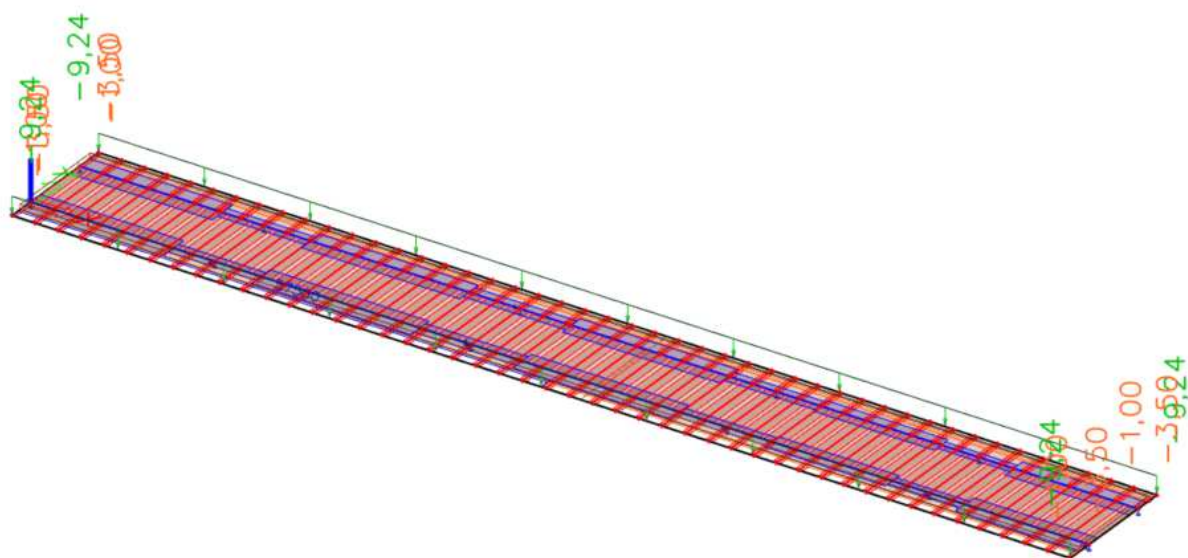
Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu

Příloha č.2 – výpis použitých kombinací

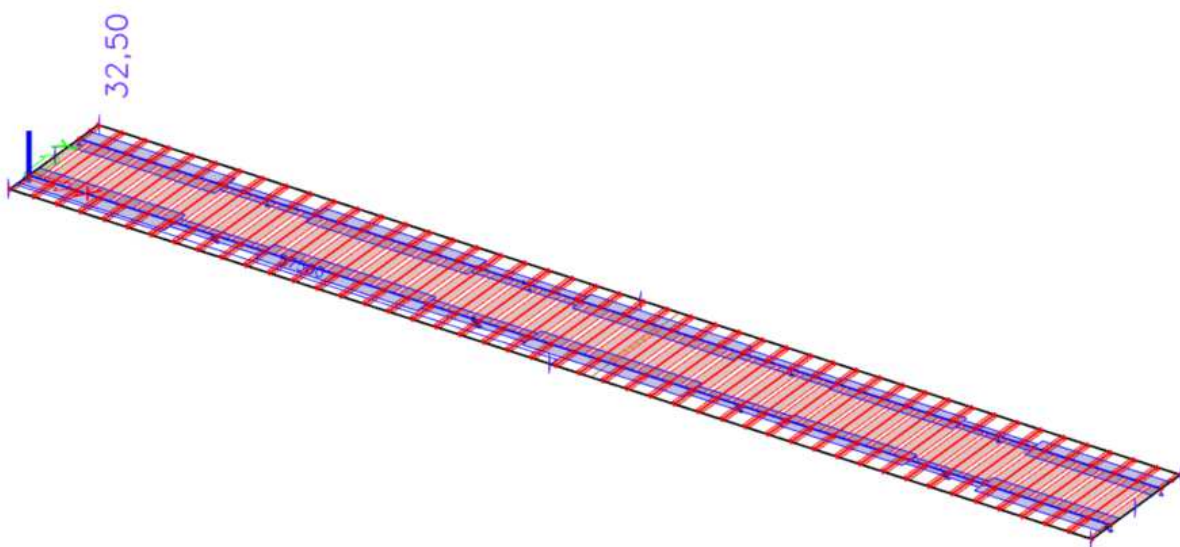
**Kombinace**

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
*Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze*			
C120	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS4 - teplota -	1,50
		ZS131 - LM1-spojité celé	0,54
		ZS187 - LM10,000 mm	1,01
C148	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS3 - teplota +	1,50
		ZS133 - LM1-spojité -	0,54
		ZS197 - LM110000,000 mm	1,01
C191	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS4 - teplota -	1,50
		ZS132 - LM1-spojité +	0,54
		ZS218 - LM131000,000 mm	1,01
C227	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS4 - teplota -	1,50
		ZS132 - LM1-spojité +	0,54
		ZS224 - LM137000,000 mm	1,01
C242	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS4 - teplota -	1,50
		ZS133 - LM1-spojité -	0,54
		ZS224 - LM137000,000 mm	1,01
C475	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,00
		ZS2 - ostatní stálé	1,00
		ZS3 - teplota +	1,50
		ZS132 - LM1-spojité +	0,54
		ZS224 - LM137000,000 mm	1,01
C745	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS4 - teplota -	0,90
		ZS132 - LM1-spojité +	1,35
		ZS224 - LM137000,000 mm	1,35
C1315	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS9 - vítr z +	0,90
		ZS133 - LM1-spojité -	1,35
		ZS211 - LM124000,000 mm	1,35
C1321	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS9 - vítr z +	0,90
		ZS133 - LM1-spojité -	1,35
		ZS217 - LM130000,000 mm	1,35
C1327	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS9 - vítr z +	0,90
		ZS133 - LM1-spojité -	1,35
		ZS218 - LM131000,000 mm	1,35
C1344	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS9 - vítr z +	0,90
		ZS133 - LM1-spojité -	1,35
		ZS224 - LM137000,000 mm	1,35
C1346	Lineární - únosnost	ZS1 - vlastní tíha	1,35
		ZS2 - ostatní stálé	1,35
		ZS9 - vítr z +	0,90
		ZS132 - LM1-spojité +	1,35
		ZS229 - LM142000,000 mm	1,35

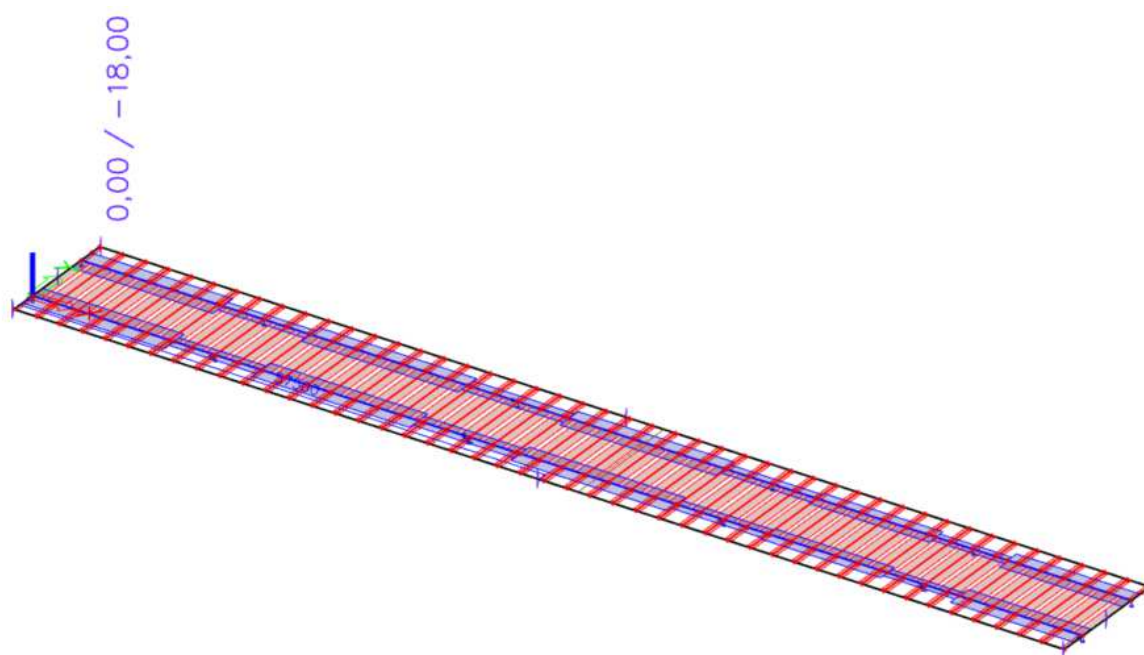
Příloha č.3 – schéma zatěžovacích stavů



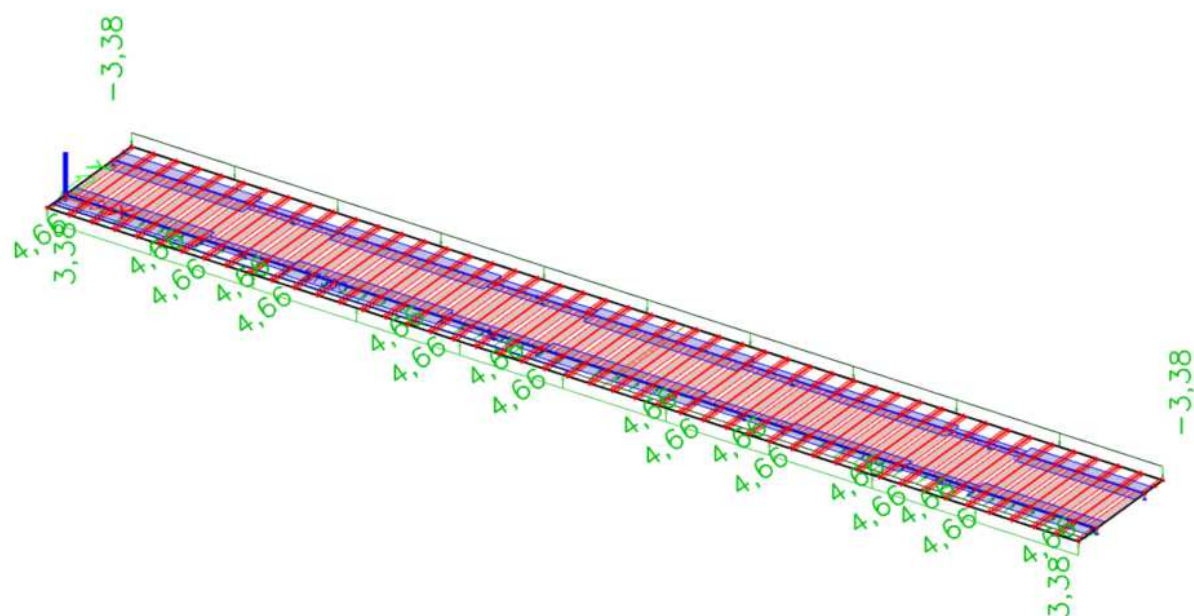
Ostatní stálé



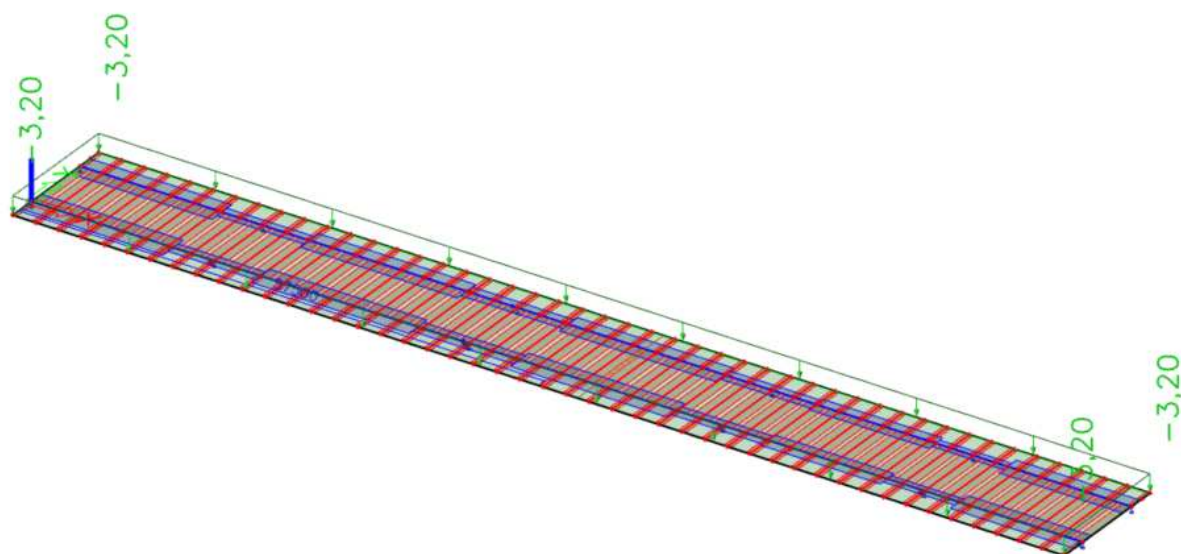
Teplota +



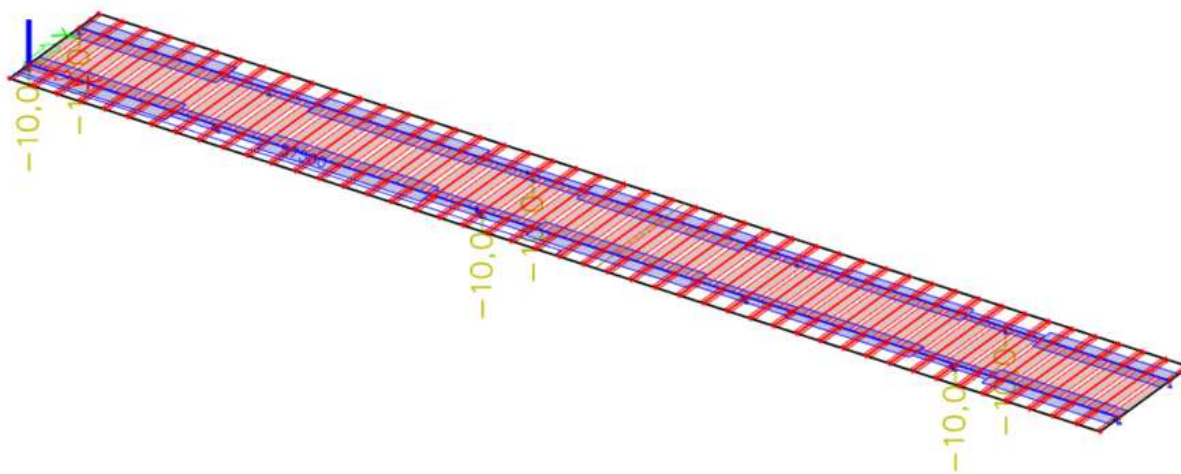
Delta teplota -



Vitr x

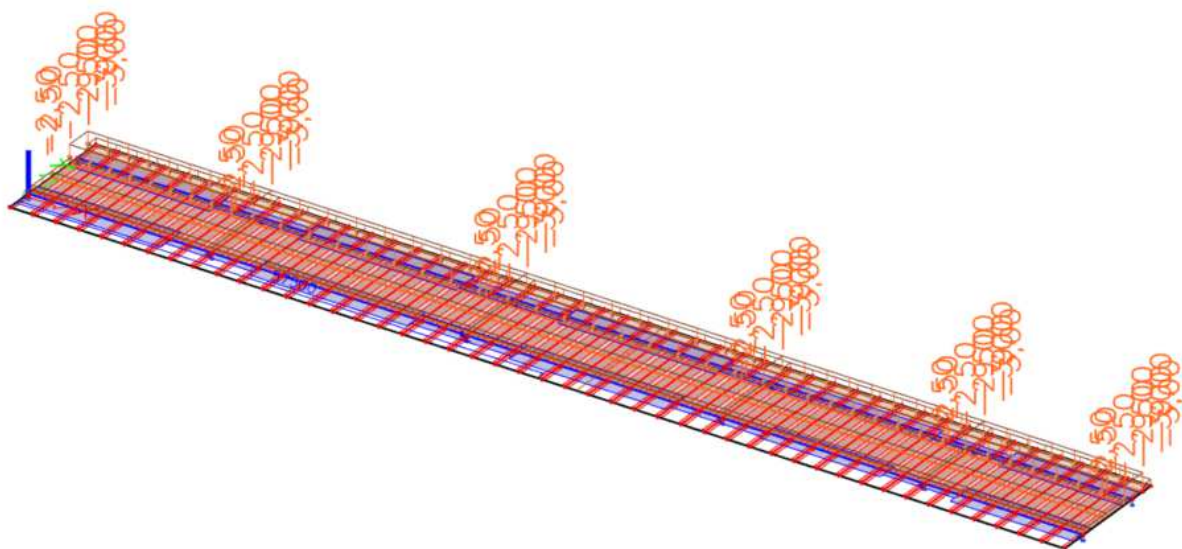


Vitr z+

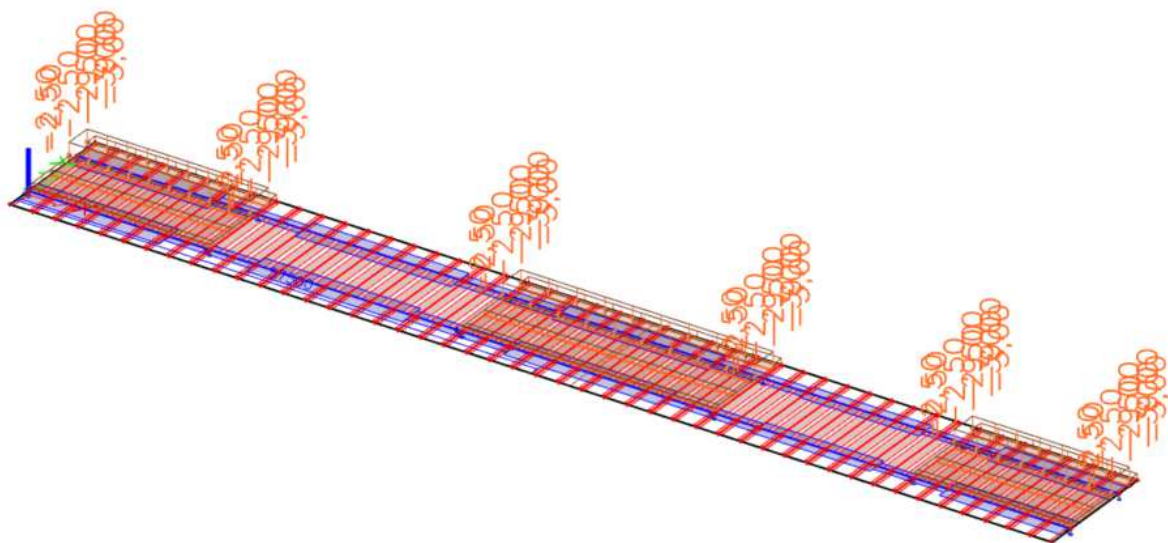


Pokles podpor 1

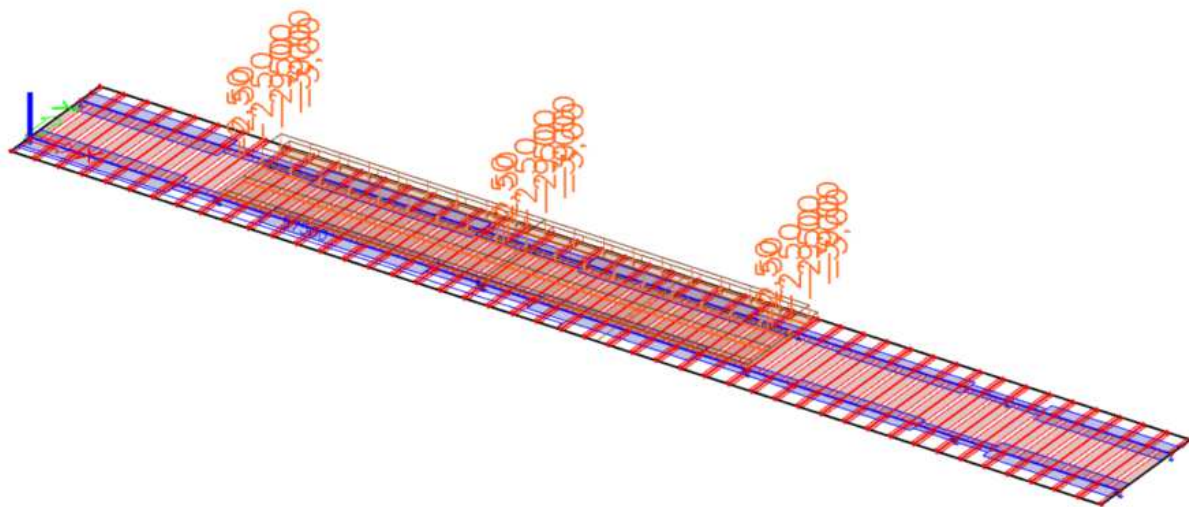




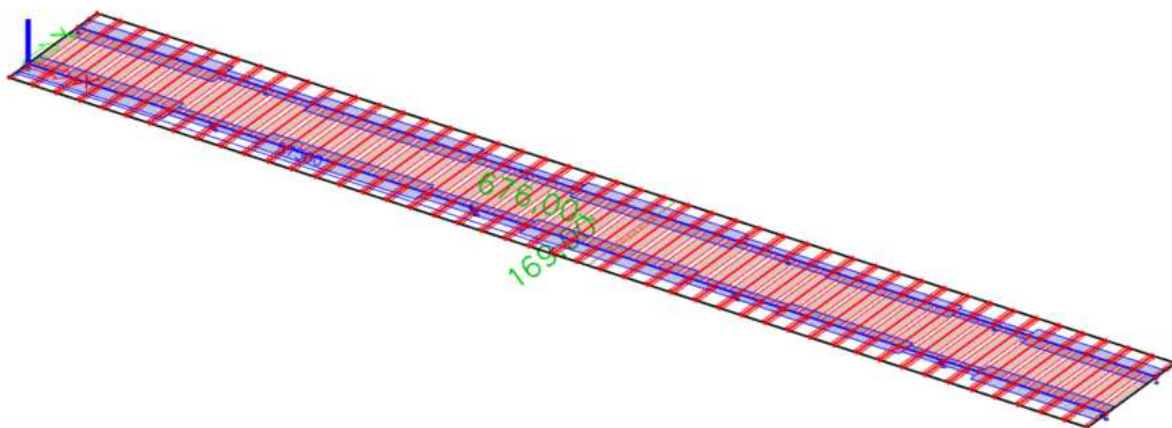
LM1 spojitě celé



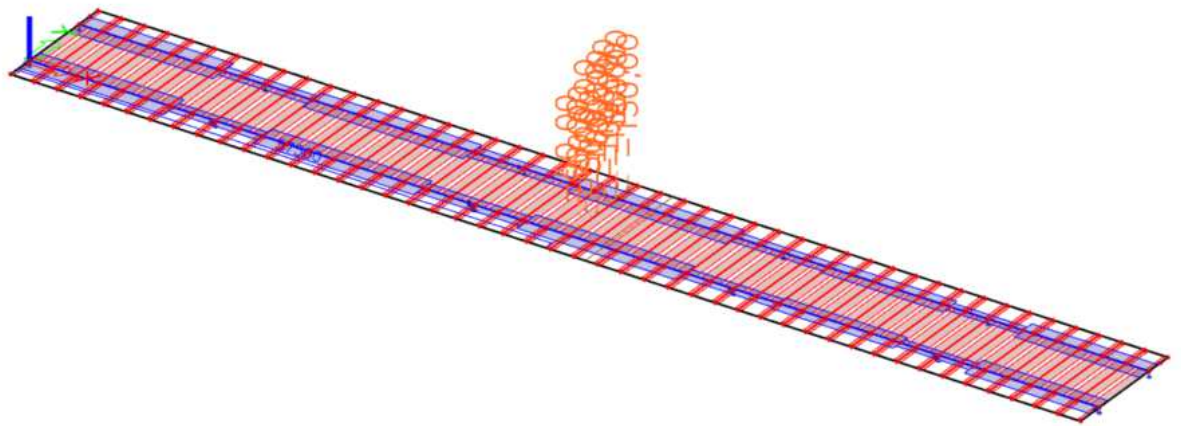
LM1 spojitě +



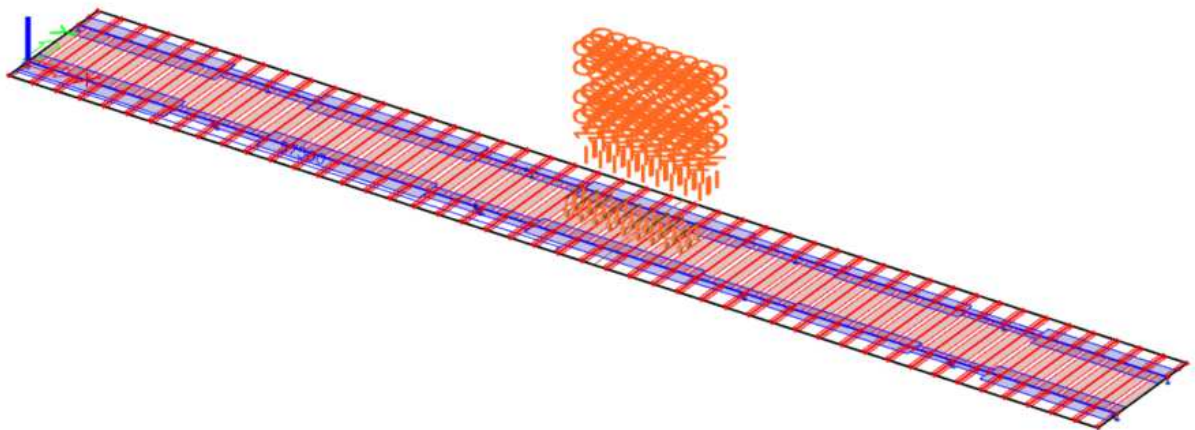
LM1 spojité –



LM1 rozjezdové



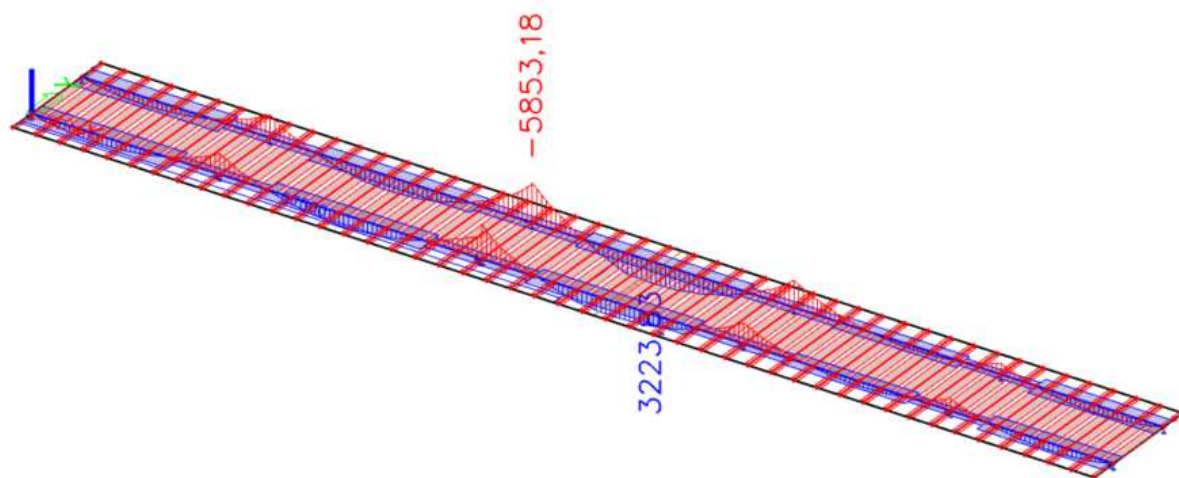
LM1 TS



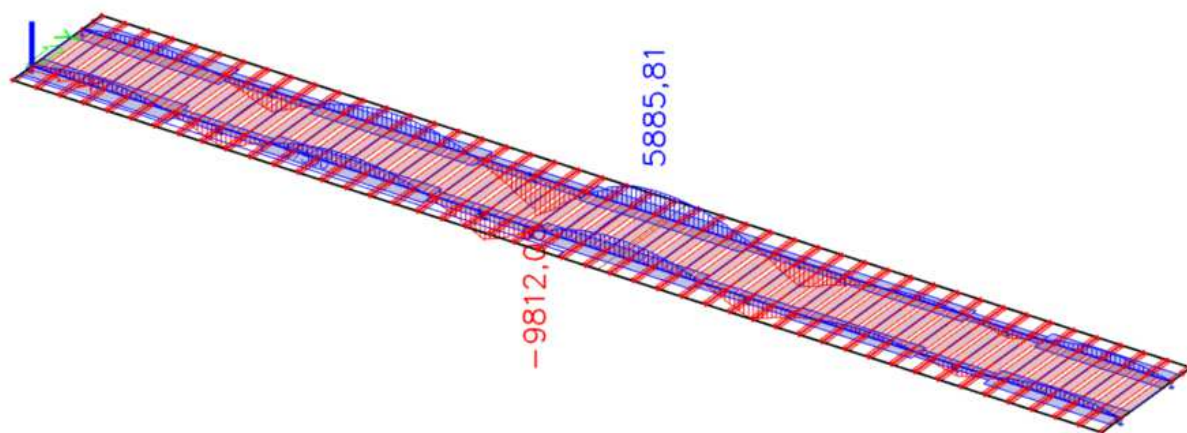
LM3 TS



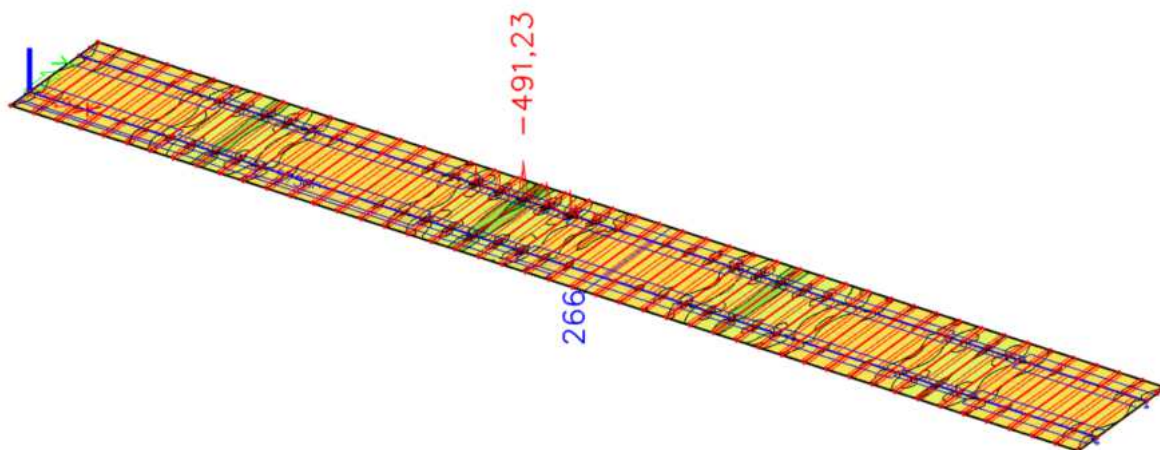
Příloha č.4 – návrhové vnitřní síly pro statické posudky



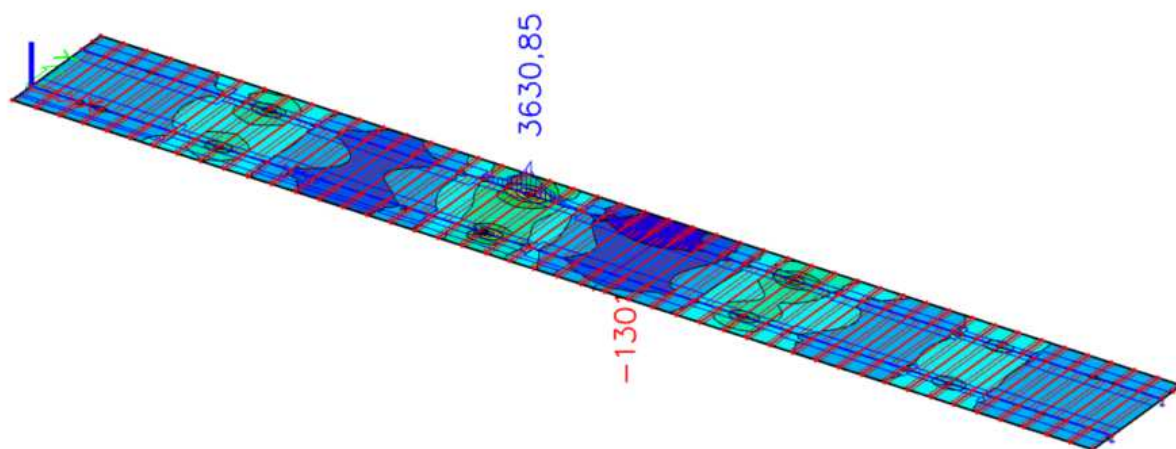
Návrhový ohybový moment hlavního nosníku



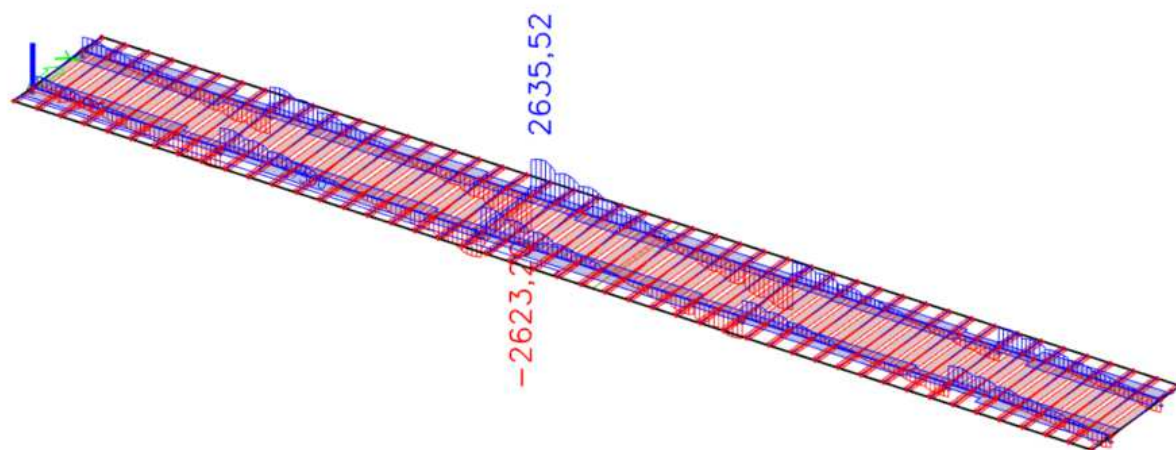
Návrhová osová síla hlavního nosníku



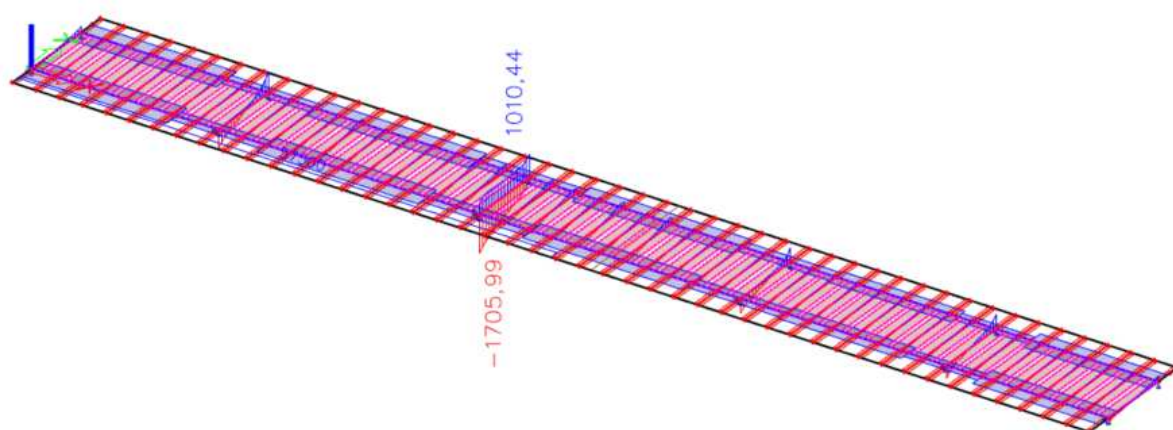
Návrhový ohybový moment hlavního nosníku - deska



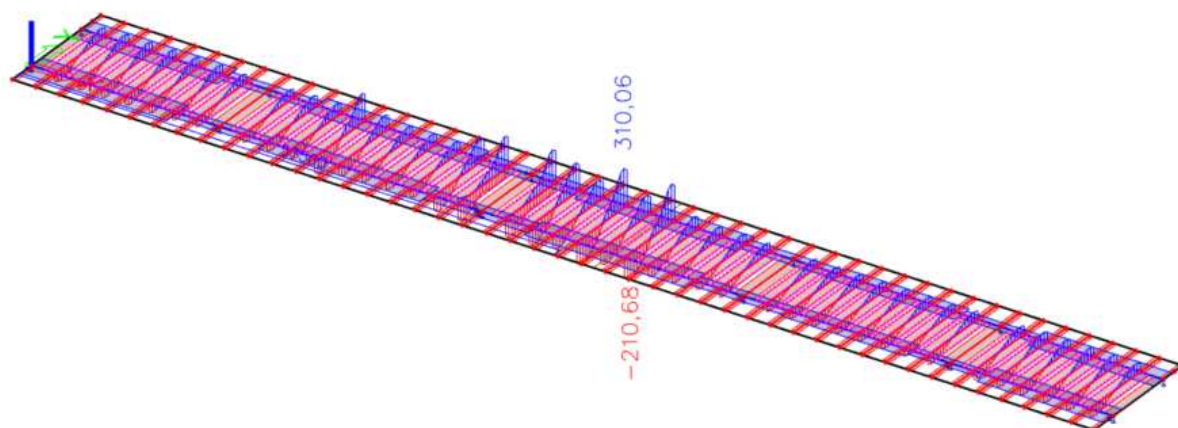
Návrhová osová síla hlavního nosníku - deska



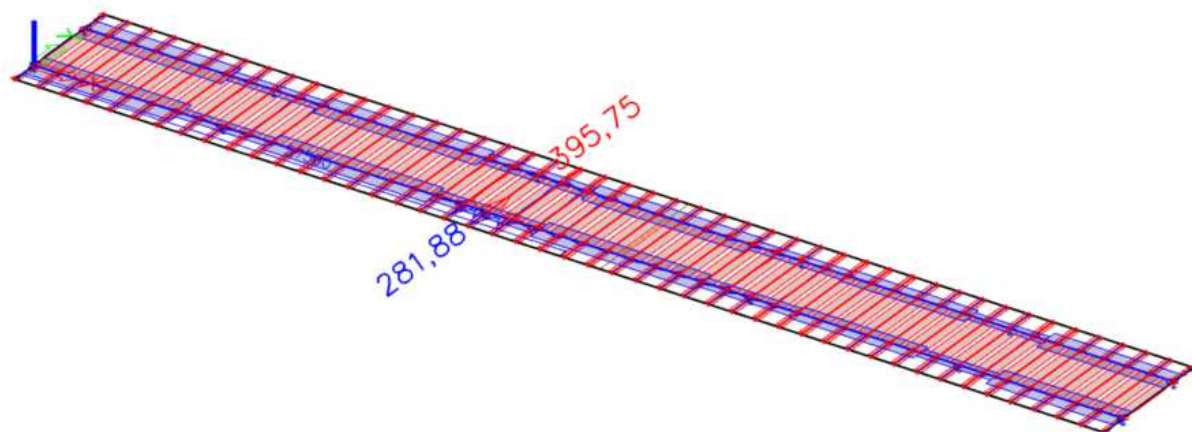
Posouvající síla hlavního nosníku



Posouvající síla příčnicku v podpoře

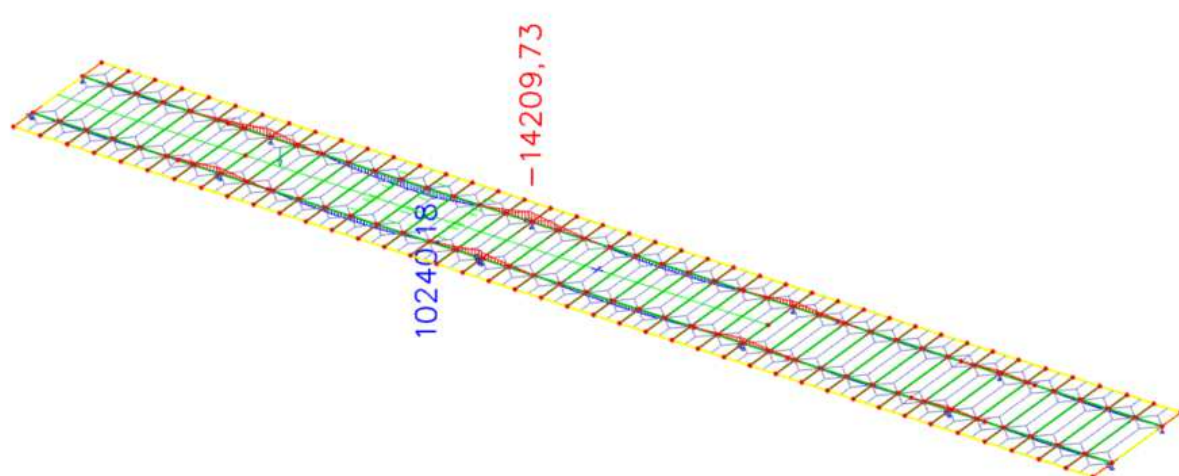


Posouvající síla příčnicku v poli

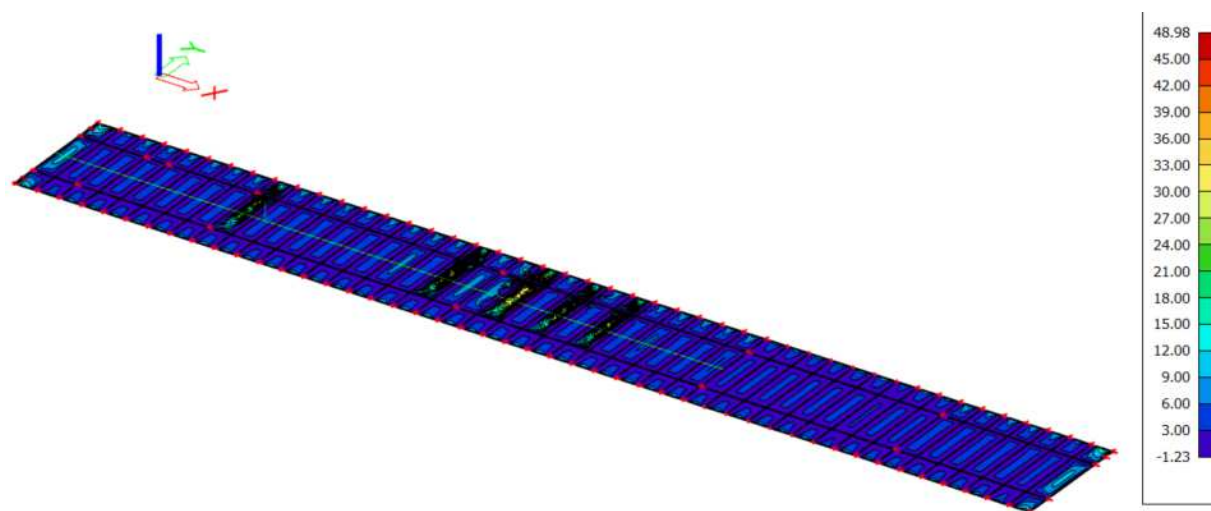


Návrhový ohybový moment k ose z hlavního nosníku

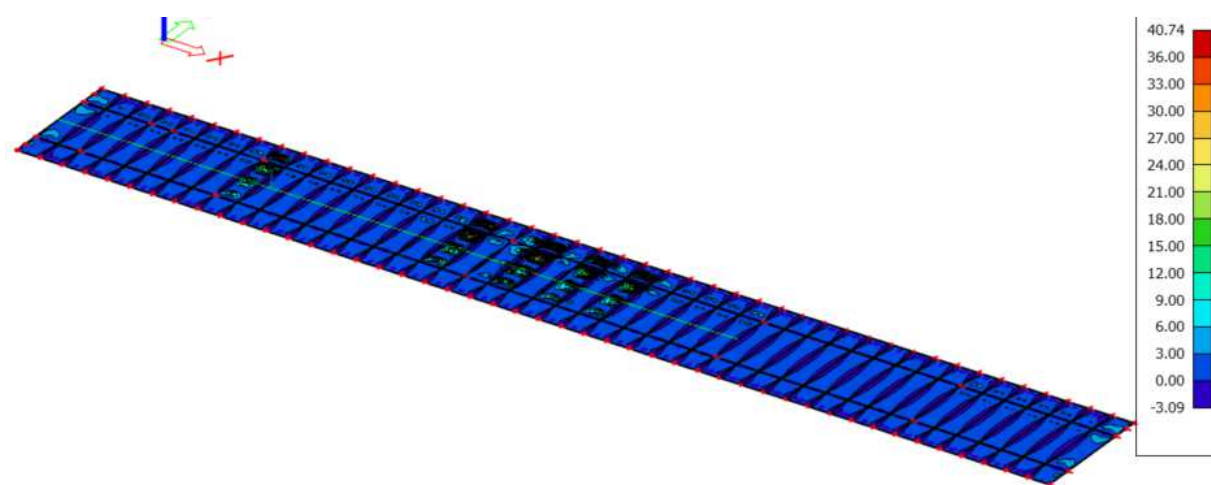
$$\frac{M_z}{M_y} = \frac{395,75}{15026,61} = 0,026 = 2,6\%$$



Návrhový ohybový moment hlavního nosníku – prutový model

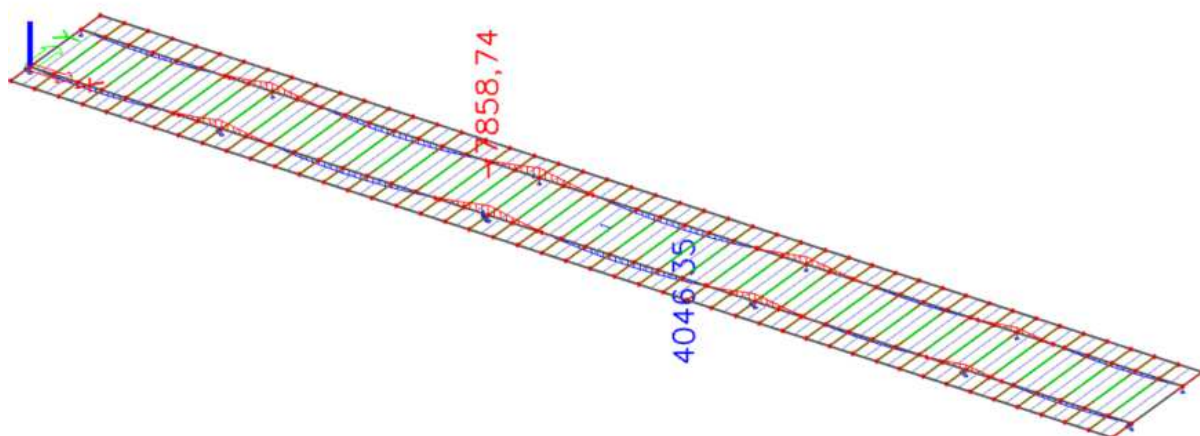


Návrhový moment ve směru x na desce

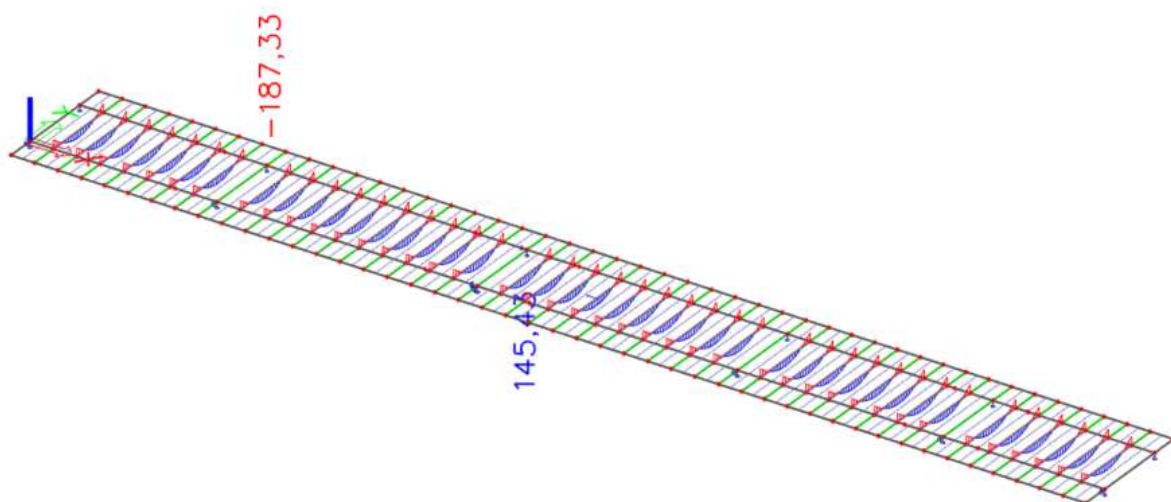


Návrhový moment ve směru y na desce





Návrhový ohybový moment hlavního nosníku – montážní stav



Návrhový ohybový moment příčnicku v poli – montážní stav

Příloha č.5 – rozměry ložisek a mostních závěrů

Popis	Ø A (mm)	Ø B (mm)	C (mm)	Hmotnost (kg)
FX 500 - 50	180	200	69	15
FX 1000 - 100	255	265	69	25
FX 1500 - 150	295	320	78	40
FX 2000 - 200	345	365	88	60
FX 2500 - 250	385	415	93	75
FX 3000 - 300	420	450	97	95
FX 3500 - 350	460	490	97	110
FX 4000 - 400	480	520	107	135
FX 4500 - 450	510	560	117	170
FX 5000 - 500	570	600	106	205
FX 6000 - 500	580	640	136	255
FX 7000 - 500	620	670	145	305
FX 8000 - 500	660	710	145	340
FX 9000 - 500	690	750	164	430
FX 10000 - 500	730	795	163	470
FX 12000 - 600	835	865	162	565
FX 14000 - 700	905	935	170	685
FX 16000 - 800	945	997	190	865
FX 18000 - 900	1000	1055	209	1085
FX 20000 - 1000	1095	1125	197	1135
FX 24000 - 1200	1190	1220	216	1475
FX 28000 - 1400	1260	1320	285	2400
FX 30000 - 1500	1305	1375	294	2670
FX 35000 - 1750	1415	1475	312	3280
FX 40000 - 2000	1515	1585	321	3865
FX 45000 - 2250	1610	1680	330	4415
FX 50000 - 2500	1700	1770	368	5620

rozměry pevného ložiska

Popis	Ø A (mm)	D (mm)	E (mm)	C (mm)	Hmotnost (kg)
GL 500 - 50 - 20	170	245	225	90	25
GL 1000 - 50 - 20	225	290	175	90	35
GL 1500 - 50 - 20	270	330	315	94	45
GL 2000 - 50 - 20	310	370	355	99	60
GL 2500 - 50 - 20	345	410	395	99	75
GL 3000 - 50 - 20	375	435	430	108	95
GL 3500 - 50 - 20	405	460	465	108	110
GL 4000 - 50 - 20	435	500	495	108	125
GL 4500 - 50 - 20	465	525	530	118	155
GL 5000 - 50 - 20	495	555	550	112	175
GL 6000 - 50 - 20	545	610	605	122	215
GL 7000 - 50 - 20	590	655	655	142	290
GL 8000 - 50 - 20	635	695	695	157	275
GL 9000 - 50 - 20	680	745	740	156	425
GL 10000 - 50 - 20	720	785	785	170	520
GL 12000 - 50 - 20	795	855	860	169	595
GL 14000 - 50 - 20	860	920	920	208	925
GL 16000 - 50 - 20	925	985	985	232	1185
GL 18000 - 50 - 20	985	1045	1045	244	1405
GL 20000 - 50 - 20	1040	1100	1100	250	1610
GL 24000 - 50 - 20	1145	1205	1205	274	2135
GL 28000 - 50 - 20	1240	1300	1300	293	2685
GL 30000 - 50 - 20	1285	1345	1345	317	3095
GL 35000 - 50 - 20	1395	1455	1455	327	3765
GL 40000 - 50 - 20	1495	1555	1555	356	4715
GL 45000 - 50 - 20	1590	1650	1650	365	5455
GL 50000 - 50 - 20	1680	1740	1740	389	6490

rozměry všesměrně posuvného ložiska

Popis	Ø A (mm)	D (mm)	E (mm)	C (mm)	Hmotnost (kg)
GG 500 - 50 - 50	205	270	235	100	30
GG 1000 - 100 - 50	270	325	290	104	45
GG 1500 - 150 - 50	325	365	330	104	60
GG 2000 - 200 - 50	355	390	380	109	80
GG 2500 - 250 - 50	400	425	415	113	100
GG 3000 - 300 - 50	430	445	440	118	120
GG 3500 - 350 - 50	460	475	470	123	145
GG 4000 - 400 - 50	490	505	505	123	160
GG 4500 - 450 - 50	520	535	535	137	200
GG 5000 - 500 - 50	550	565	565	142	230
GG 6000 - 500 - 50	590	615	615	162	295
GG 7000 - 500 - 50	620	660	660	162	350
GG 8000 - 500 - 50	660	705	705	167	415
GG 9000 - 500 - 50	690	745	745	181	500
GG 10000 - 500 - 50	730	785	785	185	560
GG 12000 - 600 - 50	820	860	860	184	675
GG 14000 - 700 - 50	870	930	930	213	930
GG 16000 - 800 - 50	935	995	995	242	1245
GG 18000 - 900 - 50	1000	1055	1055	246	1400
GG 20000 - 1000 - 50	1050	1110	1110	265	1710
GG 24000 - 1200 - 50	1160	1215	1215	284	2200
GG 28000 - 1400 - 50	1255	1315	1315	327	2970
GG 30000 - 1500 - 50	1300	1360	1360	336	3300
GG 35000 - 1750 - 50	1410	1470	1470	365	4240
GG 40000 - 2000 - 50	1510	1570	1570	363	4780
GG 45000 - 2250 - 50	1605	1665	1665	382	5690
GG 50000 - 2500 - 50	1695	1755	1755	410	6800

rozměry jednosměrně posuvného ložiska

Type	A		B		H	G		E
	min.	max.	min.	max.	min	min.	max.	min
WR/WRB 50	15	65	65	115	60/70	15	65	250/200
WR/WRB 65	15	80	65	130	60/70	15	80	250/200
WR/WRB 75	15	90	65	140	60/70	15	90	250/200

rozměry mostního závěru



Příloha č.6 – fotodokumentace reálné konstrukce mostu





Příloha č.7– zájmové území mostu

